

Adutoras Puras e Mistas – Análise Técnico-económica

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia
Civil – Especialização em Construção Urbana

Autor

João Carvalho Mariano

Orientador

Professor Doutor Joaquim José de Oliveira Sousa

Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

Coimbra, dezembro, 2014

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho contou com a colaboração e apoio de diversas pessoas a quem presto os meus sinceros agradecimentos.

Ao Professor Doutor Joaquim Sousa, orientador desta dissertação, por toda a disponibilidade prestada e tempo despendido, dando conselhos e sugestões sempre pertinentes e imprescindíveis para a realização deste trabalho.

A toda a família, em especial aos meus pais, pela oportunidade que me deram, mesmo em momentos difíceis, para poder estudar e alcançar os meus objetivos académicos, e aos meus irmãos que contribuíram sempre que foi necessário.

Aos colegas e amigos que fiz ao longo destes anos de percurso académico e que me acompanharam nesta caminhada, com quem também aprendi muito, enriquecendo-me como pessoa.

Por último, um agradecimento especial aos colegas e amigos residentes da Residência Universitária João Jacinto, pela ajuda prestada e por todos os momentos de descontração que vivenciámos ao longo desta jornada, alguns dos quais permanecerão para sempre na memória.

RESUMO

As adutoras são consideradas, por alguns autores, como sendo as principais componentes de um Sistema de Abastecimento de Água (SAA), dado o seu elevado custo e importância para o funcionamento desses sistemas. A sua função reside em transportar água desde as captações até aos reservatórios de distribuição.

As adutoras são compostas por condutas que podem ser gravíticas (desnível favorável) ou por bombeamento (desnível desfavorável). Nas adutoras por bombeamento, dado que é necessário fornecer energia ao sistema para elevar água, os custos de exploração representam uma parcela muito importante dos custos globais destes sistemas adutores.

Dada a crescente dimensão e complexidade dos sistemas de adução, face à tendência de crescimento dos consumos, nos últimos anos, a comunidade científica tem-se debruçado sobre o estudo destes sistemas, particularmente dos sistemas por bombeamento, tendo em vista a sua otimização, quer do seu dimensionamento quer da sua operação.

Em Portugal, os SAA encontram-se separados em duas vertentes, nomeadamente, os sistemas em alta (captação, transporte e armazenamento) e os sistemas em baixa (distribuição). Nas últimas décadas, talvez fruto dessa divisão, assistiu-se ao abandono das adutoras mistas (com distribuição de percurso), em favor das adutoras puras (sem distribuição de percurso). No entanto, tal decisão não foi devidamente acompanhada de estudos de viabilidade técnico-económica que, fundamentadamente, pudessem justificar se essa decisão terá ou não sido acertada.

Nesse sentido, esta dissertação pretende avaliar para dois exemplos práticos de adutoras por bombeamento, uma pura e outra mista, aplicando metodologias de otimização para o dimensionamento e a operação, quais os custos de investimento e de energia associados a cada um, por forma a aferir qual dos sistemas é de facto mais económico.

Do estudo efetuado, foi possível concluir que a adutora mista apresenta um custo global significativamente inferior ao da adutora pura, contribuído para esse facto a redução considerável nos custos de energia elétrica para a operação do sistema e a redução do custo do troço de distribuição (desde o reservatório até à rede). Além do aspeto meramente económico, importa também referir que a redução dos custos de energia e do troço de distribuição traz também importantes vantagens do ponto de vista ambiental.

Palavras-chave: Condutas elevatórias, Dimensionamento ótimo, Operação ótima, Adutoras puras, Adutoras mistas.

ABSTRACT

Water conveyance pipes are considered by some authors as being the main component of a Water Supply System, given its high cost and importance to the functioning of these systems. Its purpose is to transport water from the source to the distribution reservoirs.

These systems are composed by gravity mains (favorable slope) or by pumping mains (unfavorable slope). In pumping mains, as it's necessary to provide additional energy to the system to raise water, operating costs represent a very important part of the overall costs of the conveyance systems.

Due to the growing size and complexity of conveyance systems, given the increasing water demand, in the last years, scientific community has been tackling the study of these systems, particularly the pumping mains, aiming the optimization of its design and operation.

In Portugal, Water Supply Systems are separated into two parts: one includes water abstraction, transport and storage, and the other corresponds to the distribution network. In the last decades, perhaps as a result of that division, water supply saw the abandonment of "mixed conveyance mains" (conveyance mains with route distribution), in favor of "pure conveyance mains" (conveyance mains without route distribution). However, that decision was not properly justified by technical and economic feasibility studies sustaining if it was a wise decision.

In that order, this work aims to evaluate for two practical examples of pumping mains, one "pure" and one "mixed", applying optimal design and operation methodologies, which investment and energy costs are associated with each one, in order to assess which system is, in fact, the most economical.

From this study, it was possible to conclude that the mixed water conveyance main has an overall cost significantly inferior to that from the pure water conveyance main, and this result comes from the considerable reduction in electricity costs for system operation and the reduction of the distribution pipe (from the reservoir to the network). In addition to the purely economic aspect, it's also noted that the reduction of energy and pipe costs also brings important environmental benefits.

Keywords: Pumping mains, Optimal design, Optimal operation, Pure water conveyance mains, Mixed water conveyance mains.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento do Tema	1
1.2. Objetivos Propostos e Metodologia Seguida.....	3
1.3. Estrutura da Dissertação.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. Sistemas de Adução	5
2.2. Disposições Gerais Sobre o Traçado em Planta e em Perfil das Adutoras	6
2.3. Tipos de Tubos Usados em Conduitas Adutoras.....	7
2.3.1. Tubos de ferro fundido (FF).....	8
2.3.2. Tubos de Poli(cloreto de vinilo) não plastificado (PVC).....	9
2.3.3. Tubos de Polietileno (PE)	9
2.4. Conceitos Hidráulicos Aplicados às Conduitas Adutoras.....	10
2.4.1. Equações fundamentais para o escoamento num sistema não-elástico	11
2.4.2. Perdas de carga.....	11
2.4.2.1. Perdas de carga contínuas.....	12
2.4.2.2. Perdas de carga localizadas	16
2.5. Estudo Económico de Sistemas Adutores.....	17
2.5.1. Adução por bombeamento	20
2.5.1.1. Custos de investimento	21
2.5.1.2. Custos de exploração	21
2.5.1.3. Métodos de pré-dimensionamento.....	22
2.5.2. Aduções ramificadas.....	26
2.5.3. Limites para a velocidade de escoamento.....	28
2.6. Órgãos de Manobra e Segurança	29
2.6.1. Válvulas de seccionamento	30
2.6.2. Válvulas de retenção.....	30
2.6.3. Ventosas	30
2.6.4. Válvulas de descarga ou descargas de fundo	31

2.6.5.	Dispositivos redutores de pressão.....	31
3.	FÓRMULA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO	33
3.1.	Custos de Investimento	33
3.1.1.	Custos de implantação da conduta.....	35
3.1.2.	Custos dos órgãos de manobra e segurança	37
3.1.3.	Expressões para as funções de custo.....	38
3.2.	Custos de Exploração.....	40
3.2.1.	Rendimento motor-bomba	40
3.2.1.1.	Bombas hidráulicas	40
3.2.1.2.	Metodologia para a definição do rendimento do motor-bomba	42
3.2.2.	Número médio de horas diárias de bombeamento.....	44
3.2.3.	Custos de energia elétrica.....	46
3.2.4.	Número máximo de horas de bombeamento.....	49
3.3.	Expressão Final.....	52
3.4.	Comparação da Fórmula de Pré-dimensionamento com Outros Métodos	54
4.	EXEMPLOS PRÁTICOS: DIMENSIONAMENTO ÓTIMO E OPERAÇÃO ÓTIMA	59
4.1.	Dimensionamento Ótimo	59
4.1.1.	Exemplo prático 1.....	59
4.1.2.	Exemplo prático 2.....	63
4.1.2.1.	Adutoras com distribuição de percurso (mistas)	64
4.1.2.2.	Dimensionamento	66
4.1.3.	Exemplo prático 3.....	67
4.2.	Operação Ótima.....	71
4.2.1.	Exemplo prático 1: operação ótima	73
4.2.2.	Exemplo prático 2: operação ótima	80
4.2.3.	Comparação das soluções ótimas dos exemplos práticos 1 e 2.....	85
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	89
5.1.	Conclusões	89
5.2.	Trabalhos Futuros	91
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92
	ANEXOS	94

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Variação dos custos com o diâmetro (Sá Marques e Sousa, 2009).....	20
Figura 3.1. Desenho de vala tipo (Sousa, 2006)	35
Figura 3.2. Custos de investimento para o PEAD, PVC e FFd	39
Figura 3.3. Gráficos obtidos para o rendimento do grupo em função do caudal elevado e da altura total elevada	42
Figura 3.4. Número máximo de horas de bombeamento económico em função de H_g/L para o ferro fundido e o plástico	51
Figura 3.5. Comparação do diâmetro económico teórico	55
Figura 3.6. Comparação das velocidades obtidas em função do diâmetro económico	55
Figura 3.7. Comparação da velocidade económica, para a fórmula (3.31), para diferentes valores de t	56
Figura 4.1. Exemplo prático 1	60
Figura 4.2. Exemplo prático 2	63
Figura 4.3. Adutora elevatória com distribuição de percurso.....	65
Figura 4.4. Exemplo prático 3	68
Figura 4.5. Esquema e linha piezométrica da opção 2	70
Figura 4.7. Diagrama de consumos do exemplo prático 1, para um f_{pi} de 3,0 (E-212 do LNEC – Sá Marques e Sousa, 2009).....	74
Figura 4.8. Curva característica da bomba e do sistema, para as combinações 1 e 2, do exemplo prático 1	76
Figura 4.9. Esquema de funcionamento das bombas, para as combinações 1 e 2, do exemplo prático 1	78
Figura 4.10. Trajetória do nível do reservatório R2 do exemplo prático 1	78
Figura 4.11. Gráfico da operação ótima do exemplo prático 1, para o caudal médio do ano 40.....	79
Figura 4.12. Exemplo prático 2: esquema de operação.....	81
Figura 4.13. Esquema introduzido no EPANET para a adutora do exemplo prático 2	82
Figura 4.14. Esquema de funcionamento das bombas, para as combinações 1 e 2, do exemplo prático 2.....	83

Figura 4.15. Trajetória do nível do reservatório R2 do exemplo prático 2	83
Figura 4.16. Operação ótima do exemplo prático 2, para o caudal médio do ano 40.....	84
Figura A.3.1. Pormenores de instalação das ventosas e descargas de fundo usados para a contabilização dos custos unitários dos órgãos de manobra e segurança das condutas em FFd	95
Figura A.3.2.1. Aproximação para função de custo do PEAD PN16 do tipo exponencial..	98
Figura A.3.2.2. Aproximação para função de custo do PVC PN10 do tipo potência	98
Figura A.3.2.3. Aproximação para função de custo do PEAD PN10 do tipo potência	99
Figura A.3.2.4. Aproximação para função de custo do FFd do tipo potência	99
Figura A.3.2.5. Aproximação para função de custo do PEAD PN16 do tipo potência	100
Figura A.3.4.1. Evolução do parâmetro A em função do produto $t_c \times t_p$, considerando uma lei de crescimento aritmético para o crescimento da população.....	102
Figura A.3.4.2. Evolução do parâmetro A em função do produto $t_c \times t_p$, considerando uma lei de crescimento geométrico para o crescimento da população.....	102
Figura A.4.3.1. Aproximação para a evolução dos custos de energia ativa para o exemplo prático 1 (adutora pura).....	111
Figura A.4.3.2. Aproximação para a evolução dos custos de energia ativa para o exemplo prático 2 (adutora mista).....	111

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1. Valores de k para a fórmula de Colebrook-White (Sá Marques e Sousa, 2009)	14
Quadro 2.2. Valores de K_s para a fórmula de Gauckler-Manning-Strickler (Sá Marques e Sousa, 2009)	15
Quadro 2.3. Valores de C para a fórmula de Hazen-Williams (Sá Marques e Sousa, 2009)	15
Quadro 2.4. Compilação de valores de K , α e β para a fórmula de Scimemi (Sá Marques e Sousa, 2009)	16
Quadro 2.5. Limites para $V_{m\acute{a}x}$ em função dos diâmetros das condutas (Freire, 2000)	29
Quadro 3.1. Coeficientes para funções de custo do tipo exponencial	39
Quadro 3.2. Custo da energia ativa (€/kWh) em função da potência e do número máximo de horas de bombeamento (valores referentes a 2014)	49
Quadro 3.4. Comparação dos diâmetros comerciais obtidos pela fórmula de pré-dimensionamento e pela folha de cálculo de HA1 (valores em milímetros)	57
Quadro 4.1. Resumo do dimensionamento da adutora do exemplo prático 1 pela folha de cálculo de HA1	62
Quadro 4.2. Dimensionamento e verificação das restrições de funcionamento em F, para o exemplo prático 2	67
Quadro 4.3. Dimensionamento do exemplo prático 2, pelo método de programação linear	70
Quadro 4.4. Volume do reservatório de distribuição do exemplo prático 1	74
Quadro 4.5. Características de funcionamento para as combinações 1 e 2 do exemplo prático 1	76
Quadro 4.6. Custos e horas de bombeamento para diferentes anos do período de exploração do exemplo prático 1, para o caudal médio	79
Quadro 4.7. Custos e horas de bombeamento para diferentes anos de exploração do exemplo prático 1, para o caudal de ponta	80
Quadro 4.8. Volume do reservatório de distribuição do exemplo prático 2	82
Quadro 4.9. Custos e horas de bombeamento para diferentes anos do período de exploração do exemplo prático 2, para o caudal médio	84
Quadro 4.10. Comparação dos exemplos práticos 1 e 2	87
Quadro 4.11. Análise global dos custos dos sistemas adutores dos exemplos práticos 1 e 2	88

Quadro A.3.2.1. Custos de implantação de uma conduta em PEAD PE100 PN10, por metro linear de conduta.....	96
Quadro A.3.2.2. Custos de implantação de uma conduta em PVC PN10, por metro linear de conduta	96
Quadro A.3.2.3. Custos de implantação de uma conduta em PEAD PE100 PN16, por metro linear de conduta.....	97
Quadro A.3.2.4. Custos de implantação de uma conduta em FFd K9, por metro linear de conduta	97
Quadro A.3.2.5. Diâmetros interiores para condutas em plástico (PVC e PEAD).....	100
Quadro A.3.3.1. Rendimento das bombas em função do caudal de elevação e altura de elevação	101
Quadro A.3.5.1. Tarifa transitória de venda a clientes finais em BTN.....	103
Quadro A.3.5.2. Tarifa transitória de venda a clientes finais em MT	103
Quadro A.3.5.3. Ciclo diário para tarifas MT, para longas utilizações em horário de inverno – período trimestral I (fonte: EDP)	104
Quadro 4.3.6.1. Número máximo de horas de bombeamento económico para o plástico .	105
Quadro 4.3.6.2. Número máximo de horas de bombeamento económico para o ferro fundido	106
Quadro A.4.2.1 Custos e horas de bombeamento para diferentes anos do período de exploração do exemplo prático 1 para o caudal médio	108
Quadro A.4.2.2. Custos e horas de bombeamento para diferentes anos do período de exploração do exemplo prático 1 para o caudal ponta	109
Quadro A.4.2.3. Custos e horas de bombeamento para diferentes anos do período de exploração do exemplo prático 2 para o caudal médio	110
Quadro A.4.3.1. Custos totais de energia para os exemplos práticos 1 e 2.....	112

SIMBOLOGIA

A - área da secção transversal do tubo (conduta); área da secção transversal do reservatório;
 a - coeficiente de amortização;
 A, B - constantes para a determinação do número médio diário de horas de bombeamento;
 a, b - constantes para o cálculo dos custos unitários de uma conduta;
 A, B, C - constantes para a definição do rendimento global do grupo motor-bomba;
 A_{pav} - área do pavimento a levantar e a repor;
 C - coeficiente de Hazen-Williams; capitação;
 c - constante;
 C_0 - capitação inicial;
 c_1, c_2 - coeficientes para o cálculo do custo linear de uma conduta, que dependem do tipo de material;
 C_{40} - capitação do ano 40;
 $C_{cond}(D)$ - função do custo por metro linear de conduta, de diâmetro D ;
 C_{cond-d} - custos unitários da conduta para uma função discreta para diâmetros D ;
 C_{desc-d} - custo unitário das descargas de fundo para uma função discreta;
 C_{Ea} - custo da energia ativa;
 $C_{E,anual}$ - custo de energia anual;
 $C_{exp.}$ - custo de exploração;
 C_{global} - custo global;
 C_{imp-d} - custos unitários de implantação de uma conduta para uma função discreta;
 $C_{inv.}$ - custos de investimento;
 C_j - custo por metro linear da conduta de diâmetro j ;
 C_{oms-d} - custo unitário dos órgãos de manobra e segurança para uma função discreta;
 Cu_{cond} - custo unitário de fornecimento e implantação da conduta, incluindo os acessórios necessários;
 Cu_{env} - custo unitário de fornecimento/preparação e colocação do material de envolvimento da conduta;
 Cu_{esc} - custo unitário de escavação da vala;
 Cu_{pav} - custo unitário de levantamento e reposição do pavimento;
 Cu_{prev} - custo unitário de preparação e colocação do material para preenchimento da vala;
 Cu_{sobr} - custo unitário do transporte dos materiais sobranes a vazadouro;
 Cv_{valv-d} - custo unitário das válvulas para uma função discreta;
 C_{vent-d} - custo unitário das ventosas para uma função discreta;
 D - diâmetro da conduta;
 DC_t - distribuição horária (t) de consumos;

De - diâmetro externo da conduta;
 Ei - espessura de envolvimento inferior à conduta;
 Ep - espessura do pavimento;
 Es - espessura de envolvimento superior à conduta;
 f - coeficiente de resistência ou de Darcy-Weisbach;
 f_a - fator de atualização de custos;
 F_a - fator de atualização num dado número de anos;
 f_{ak} - fator de atualização do ano k ao ano 0;
 f_{pd} - fator de ponta diário;
 f_{pi} - fator de ponta instantâneo;
 g - aceleração da gravidade;
 h - altura de água do reservatório;
 H - energia num ponto; pressão mínima;
 H_0 - nível inicial do reservatório;
 H_e - altura total de elevação ou altura manométrica;
 $H_{e,40}$ - altura total de elevação no ano 40;
 H_g - altura geométrica de elevação;
 $H_{máx}$ - nível máximo do reservatório;
 $H_{mín}$ - nível mínimo do reservatório;
 H_s - energia necessária ao escoamento;
 J - perda de carga unitária;
 $J_{i,j}$ - perda de carga unitária da conduta de diâmetro j no troço i ;
 $J_{máx}$ - perda de carga unitária máxima;
 K - coeficiente de perda de carga localizada; coeficiente de perda de carga contínua (fórmula empírica);
 k - rugosidade absoluta das paredes da conduta; coeficiente de perda de carga para uma fórmula empírica;
 K, n - coeficientes que dependem da lei de resistência adotada;
 K_s - coeficiente Manning-Strickler;
 L - comprimento da conduta;
 Lb - largura da vala ao nível da base;
 Lb_1 - largura da base ao nível da interface entre o envolvimento da conduta e o preenchimento da vala;
 Lb_2 - largura da vala ao nível da interface entre o preenchimento da vala e a superfície inferior do pavimento;
 Lb_3 - largura da vala ao nível da face superior do pavimento;
 $L_{i,j}$ - comprimento de conduta de diâmetro j no troço i ;
 M, N - constantes para o cálculo das perdas de carga para uma fórmula empírica;
 n - período de exploração; número de pisos acima do solo;

nb - número médio de horas diárias de bombeamento;
 nb_a - número médio de horas anuais de bombagem;
 nb_{ak} - número de horas de bombeamento do ano k ;
 nb_F - número médio de horas de bombeamento no final do período de projeto;
 $nb_{máx}$ - número máximo de horas de bombeamento;
 nd - número de diâmetros comerciais a considerar no estudo;
 nt - números de troços em que se divide a adutora;
 P - população; potência elétrica do grupo motor-bomba;
 p - custo médio do kWh; pressão interior;
 p_0 - custo da energia contratada;
 P_0 - população inicial;
 $p_{0,1}$ - parcela fixa do custo do custo da energia contratada;
 $p_{0,2}$ - parcela variável do custo da da energia contratada que depende do tipo de utilização e das horas de utilização;
 p_1 - custo da energia ativa;
 P_{40} - população do ano 40; potência consumida pelo grupo motor-bomba no ano 40;
 $P_{máx\ k}, P_{mín\ k}$ - pressão máxima e mínima no nó k , respetivamente;
 Q - caudal escoado;
 Q_C - caudal dos consumos na rede;
 Q_{dim} - caudal de dimensionamento;
 Q_e - caudal de elevação;
 $Q_{e,40}$ - caudal de elevação do ano 40;
 Q_{md} - caudal médio diário;
 $Q_{md,0}, Q_{md,40}$ - caudal médio diário do ano 0 e ano 40, respetivamente;
 Q_n - caudal elevado no ano horizonte;
 Q_{np} - caudal elevado no ano de substituição dos grupos elevatórios;
 $Q_{pd\ total,40}$ - caudal de ponta diário total do ano 40;
 $Q_{pd,consumos}$ - caudal de ponta diário referente aos consumos;
 $Q_{pd,total}$ - caudal de ponta diário total;
 Q_{perdas} - caudal de fugas e perdas;
 $Q_{perdas,40}$ - caudal de fugas e perdas do ano 40;
 Q_{pi} - caudal de ponta instantâneo;
 $Q_{pi,40}$ - caudal de ponta instantâneo do ano 40;
 Q_R - caudal que entra ou sai do reservatório;
 R - raio hidráulico;
 R_e - número de Reynolds;
 $Re\ c$ - recobrimento da conduta;
 S_k - conjunto de troços que definem a adutora entre a secção de montante e o nó k ;
 Sl - sobrelargura do pavimento;

t - taxa de juro; tempo;
 T - temperatura;
 t_C - taxa de crescimento anual da capitação;
 t_E - taxa anual de crescimento da energia;
 t_P - taxa de crescimento anual da população;
 t_v - taxa anual de crescimento dos caudais;
 V - velocidade de escoamento; volume do reservatório;
 V_{env} - volume de material necessário para o envolvimento da conduta;
 V_{esc} - volume de escavação;
 $V_{máx}$, $V_{mín}$ - velocidade máxima e mínima, respetivamente;
 V_{pre} - volume de material de preenchimento da vala;
 V_{sobr} - volume de solo a transportar a vazadouro;
 x , y , z - constantes do modelo de regressão para a determinação do parâmetro A ;
 YEE - variáveis binárias;
 Z - cota topográfica;
 Z_0 - cota topográfica da secção de montante da adutora;
 Z_k - cota topográfica do nó k da adutora.

α - expoente para o cálculo dos custos unitários de uma conduta;
 α , β - coeficientes que dependem da rugosidade e do material da conduta para a fórmula de Scimemi;
 β - coeficiente das perdas de carga de Darcy-Weisbach; inclinação dos paramentos da vala;
 ΔH - perda de carga total;
 ΔH_{40} - perdas de carga do ano 40;
 ΔH_C - perda de carga contínua;
 ΔH_L - perda de carga localizada;
 $\Delta H_{máx}$ - perda de carga máxima;
 \emptyset - diâmetro nominal;
 γ - peso volúmico;
 η - rendimento global do grupo motor-bomba;
 η_{40} - rendimento global do conjunto motor-bomba do ano 40;
 η_B - rendimento da bomba;
 η_M - rendimento do motor;
 ν - viscosidade cinemática da água
 ρ - massa específica ou massa volúmica;
 \forall - volume;
 \forall_0 - volume no ano de início de exploração.

ACRÓNIMOS e SIGLAS

APDA - Associação Portuguesa de Distribuição e Drenagem de Águas;
AT - Alta Tensão;
BTN - Baixa Tensão Normal;
DN - Diâmetro Nominal;
DQA - Diretiva Quadro da Água;
EDP - Energias de Portugal;
EE - Estação Elevatória;
ERSE - Entidade Reguladora dos Serviços Energéticos;
ETA - Estação de Tratamento de Água;
FC - Fibrocimento;
FF - Ferro Fundido;
FFd - Ferro Fundido dúctil;
HA1 - Hidráulica Aplicada 1;
MT - Média Tensão;
PE - Polietileno;
PEAD - Polietileno de Alta Densidade;
PRFV - Poliéster Reforçado com Fibras de Vidro;
PSV - *Pressure Sustaining Valve*;
PVC - Policloreto de Vinilo;
RGSPDADAR - Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais;
SAA - Sistemas de Abastecimento de Água.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento do Tema

Um Sistema de Abastecimento de Água (SAA) engloba, no seu todo, cinco componentes principais: captação; tratamento; transporte; armazenamento e distribuição.

Por todo o mundo, anualmente, são efetuados enormes investimentos em construção ou melhoria de SAA, sendo que 80 a 85% dos custos totais dizem respeito ao transporte e distribuição de água (Swamee e Sharma, 2008). Particularizando a componente do transporte, com o aumento crescente das necessidades de consumo, torna-se assim necessário captar água e transportá-la de locais cada vez mais afastados dos centros urbanos, levando naturalmente a que os custos deste setor tenham crescido enormemente. Exemplo disso é o surgimento de obras de grande dimensão como o famoso sistema de adução *Great Man-made River* (Grande Rio Artificial) na Líbia, com aproximadamente 3 500 km de extensão de condutas com diâmetros até 4 m (atualmente, o maior do mundo) (Trifunović, 2006) ou o *South-North Water Transfer Project* (Projeto Sul-Norte de Transferência de Água) na China, que quando for concluído será o maior sistema de adução de água do mundo, prevendo-se que, anualmente, aduza um volume de 44,8 mil milhões de m³ de água. Deste modo, a conceção de sistemas de adução baseada em métodos racionais pode conduzir a poupanças consideráveis nos custos.

Na grande maioria dos sistemas de adução, a água é transportada em condutas por gravidade (gravíticas), desnível favorável, ou por bombeamento (elevatórias), desnível desfavorável. Nestas últimas, além dos custos associados à construção dos mesmos, há ainda a considerar avultados custos de exploração, devido aos consumos de energia que é necessário fornecer ao sistema, tanto mais importantes quanto maior for o desnível a vencer. Assim, dada a complexidade e o custo, por norma superior, dos sistemas elevatórios, nos últimos anos, no meio científico, vários autores têm-se debruçado sobre o estudo destes sistemas tendo em vista a sua otimização.

No que respeita aos consumos de água, nas últimas décadas, com a alteração do paradigma à escala global relativamente às políticas de gestão deste recurso, que veio conferir-lhe o estatuto de bem económico (i.e., bem relativamente escasso), ao mesmo tempo que surgem as preocupações ambientais, no setor do saneamento e, em particular dos SAA, surge o conceito de racionalização dos consumos, ou seja, a necessidade de tornar o uso da água mais eficiente. Nesse contexto, refira-se a aprovação pela União Europeia da Diretiva Quadro da Água (DQA), em 2000, a qual, citando a APDA (2004), refere (...) *que os Estados-Membros terão em conta o princípio da recuperação dos custos dos serviços hídricos, mesmo em termos ambientais e de recursos, seguindo o princípio do “poluidor-pagador”*. Desse modo, o custo

económico da água passou a incluir três componentes de custos: financeiros, ambientais e de escassez.

Em Portugal, nas décadas recentes, verificando-se um ao aumento dos consumos e das exigências ao nível da qualidade da água, em respeito pelas normas comunitárias, houve necessidade de investir fortemente no setor. Tal investimento, como sugere Martins (1980, *apud* Ramos 2005), era incomportável atendendo à realidade existente no país, onde predominavam sistemas independentes, dotados de meios rudimentares de tratamento e controlo da qualidade da água, que eram geridos, em geral, por municípios, na sua grande maioria, de pequena dimensão (Ramos, 2005). Com as alterações subsequentes efetuadas à legislação tarifária dos serviços da água, no plano nacional, de um modo geral, o custo da água sofreu, nas décadas recentes, um grande aumento. Esse aumento, associado à abertura à iniciativa privada e à necessidade de tornar economicamente viável a gestão dos SAA por parte das entidades gestoras, repercutiu-se no preço final a pagar pelos utilizadores. Desse modo foi necessário criar soluções estruturantes que permitissem rentabilizar os sistemas pela melhoria da sua eficiência, tendo surgido, nos anos 90, os sistemas multimunicipais¹. Estes sistemas, por sua vez, tornaram mais complexo o dimensionamento e a exploração (e.g., operação e manutenção) dos SAA, reforçando-se a necessidade de estudar adequadamente estes sistemas do ponto de vista económico e funcional.

Os sistemas adutores, além das próprias canalizações, compreendem diversas componentes que contribuem para a complexidade do seu dimensionamento e exploração, tais como: estações elevatórias, reservatórios de armazenamento, órgãos de manobra e segurança (e.g., válvulas, ventosas, descargas de fundo, etc.), entre outros. Das diversas componentes, as condutas são, em geral, a que representa o maior custo, pelo que no seu dimensionamento há então que estudar soluções ótimas do ponto de vista económico e que, simultaneamente, garantam uma boa qualidade de serviço. Tal situação, naturalmente, não é complacente com o sobredimensionamento dos sistemas de adução, situação não incomum em Portugal, visto que, além de antieconómico, pode também originar maus desempenhos do sistema (i.e., elevados diâmetros proporcionam baixas velocidades de escoamento que, por sua vez, levam à degradação da qualidade da água).

Em Portugal, os SAA encontram-se separados em duas vertentes, nomeadamente, os sistemas em alta (captação, transporte e armazenamento) e os sistemas em baixa (distribuição). Nas últimas décadas, talvez fruto dessa divisão, assistiu-se ao abandono das adutoras mistas (com distribuição de percurso), em favor das adutoras puras (sem distribuição de percurso). No entanto, tal decisão não foi devidamente acompanhada de estudos de viabilidade técnico-económica que, fundamentadamente, pudessem justificar se essa decisão terá ou não sido acertada.

¹ Estes sistemas têm por objetivo a implementação de sistemas integrados envolvendo vários municípios de modo a gerar economias de escala (Lencastre, 2003; APDA, 2004; Ramos, 2005).

1.2. Objetivos Propostos e Metodologia Seguida

No que se refere ao dimensionamento de sistemas de adução, a bibliografia da especialidade é francamente escassa, quando comparada com a associada aos sistemas de distribuição. Tal facto, em Portugal, comprova-se com a clara omissão de quaisquer considerações ao tema no Regulamento próprio de Águas e Esgotos, o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPPDADAR).

Assim, o presente trabalho pretende, de certo modo, contribuir para o estudo do dimensionamento ótimo de sistemas adutores elevatórios, procurando auxiliar na tomada de decisão ao nível de projeto e ante-projeto, com vista à melhoria da sua eficiência.

Indo ao encontro das preocupações de gestão eficiente dos recursos, este trabalho debruça-se sobre dois temas genéricos: o dimensionamento ótimo e a operação ótima de sistemas adutores por bombeamento. No primeiro, pretende-se definir criteriosamente alguns dos aspetos mais revelantes do dimensionamento, materializando-se na obtenção de uma fórmula de utilidade prática, mantendo algum rigor, numa fase de pré-dimensionamento. No segundo, utilizando ferramentas de otimização do modo de operação das estações elevatórias dos sistemas, procura-se definir como operar os grupos eletrobomba de modo a minimizar os custos de energia.

No que concerne à temática que dá nome a esta dissertação, com base nas metodologias apresentadas para o dimensionamento e operação ótimos, aplicam-se as mesmas a dois sistemas de adução por bombeamento, um de adução mista e outro de adução pura, de modo a obter resultados que permitam retirar conclusões sobre os custos envolvidos em ambos os sistemas.

Nos diferentes estudos aplicam-se métodos de regressão linear e não linear (efetuados com recurso ao programa Excel), programas computacionais de otimização - programação linear inteira mista (implementados sobre folhas de cálculo do programa Excel), e simulação hidráulica com auxílio do *software* EPANET 2.0.

1.3. Estrutura da Dissertação

Esta dissertação encontra-se estruturada em cinco capítulos, incluindo o presente - capítulo introdutório - e os seguintes, que se apresentam de seguida:

- o segundo capítulo dedica-se à revisão da bibliografia dos sistemas de adução, fazendo-se de início uma breve introdução caracterizando os diferentes sistemas, dando-se depois ênfase aos escoamentos sob pressão (em condutas), tecendo considerações específicas no que respeita aos tipos de tubagens usados, conceitos básicos hidráulicos aplicáveis, dimensionamento ótimo, métodos de pré-dimensionamento de adutoras elevatórias e descrição dos órgãos de manobra e segurança mais relevantes;

- no terceiro capítulo propõe-se uma nova expressão de pré-dimensionamento de sistemas de adução simples por bombeamento, baseando os pressupostos da sua dedução na definição criteriosa dos diferentes parâmetros envolvidos nos custos de investimento e nos custos de exploração, tais como: funções de custo, rendimento do conjunto motor-bomba, número médio e máximo de horas de bombeamento e custo da energia elétrica. No final compara-se a expressão obtida com outras metodologias para aferir a qualidade da aproximação;
- o quarto capítulo dedica-se à aplicação dos conceitos anteriormente abordados sobre dimensionamento ótimo a três condutas elevatórias simples e estuda-se a operação ótima de duas delas, uma com e outra sem distribuição de percurso. Por fim, partindo dos resultados obtidos do dimensionamento e da operação ótimos dos dois sistemas distintos (adução pura e adução mista), comparam-se os custos envolvidos por forma a poder aferir qual dos sistemas é mais económico;
- no quinto e último capítulo, tecem-se algumas considerações finais em função dos objetivos inicialmente propostos para este trabalho e sugerem-se algumas áreas de interesse para exploração e aprofundamento em trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Sistemas de Adução

As adutoras, pela sua função, dimensão e custo, podem ser consideradas como as principais canalizações de um sistema de abastecimento de água (SAA). A sua função resume-se ao transporte de água desde a captação (origem) até aos reservatórios de distribuição para a rede pública (destino).

Relativamente à qualidade da água transportada, esta pode ser bruta ou tratada. Em sistemas adutores, entende-se por água bruta, ou água não tratada, aquela que é transportada a montante das Estações de Tratamento de Água (ETA), e água tratada aquela que é transportada a jusante dessas mesmas estações.

Em adutoras o escoamento pode dar-se em superfície livre (em galerias e canais) ou sob pressão (em condutas). Neste último, a água é transportada graviticamente ou, caso o desnível topográfico não o permita, por elevação ou bombeamento.

As adutoras em superfície livre têm como principal limitação as condições topográficas do terreno, dependendo, por isso, da inclinação ser, ou não, favorável a que o escoamento se processe graviticamente e sem desníveis demasiado elevados. No entanto, em geral, este tipo de sistema comporta menores perdas de carga de percurso quando comparado com as verificadas em condutas sob pressão, podendo por isso ser uma solução viável, principalmente, se os caudais a transportar forem muito elevados ou se o percurso da adutora for muito extenso e de pequena inclinação.

Dado que a topografia do terreno pode tornar inviável (sobretudo ao nível económico) o transporte de água exclusivamente em superfície livre, geralmente, estes sistemas de adução são mistos², ou seja, incluem troços em que o escoamento se efetua sob pressão (Sá Marques e Sousa, 2009).

Em Sá Marques e Sousa (2009) referem-se alguns aspetos inconvenientes da adução em superfície livre do ponto de vista construtivo, sanitário e hidráulico:

- traçados demasiado longos, em geral;
- obriga a consolidação de solos de má qualidade;

² Este termo, no que concerne a sistemas adutores pode, por vezes, gerar alguma confusão, dado que pode ser empregue em vários contextos distintos, designadamente: quando se tratam de adutoras que permitem distribuição de percurso, quando, no mesmo sistema, a adutora inclui troços com escoamento em superfície livre e troços com escoamento sob pressão e quando, no mesmo sistema, existem condutas gravíticas e condutas elevatórias.

- execução de obras de arte, tais como, aquedutos e túneis para a travessia de pontos altos e baixos, respetivamente;
- elevada frequência de obras de manutenção e conservação;
- água exposta a contaminação, quando transportada em galerias, face ao risco de fissuração e à ausência de pressão;
- transporte em canais obriga que a água tenha que ser tratada a jusante;
- maior rigidez do traçado, quer em planta, quer em perfil;
- pode não ser viável em zonas muito frias ou quentes, dada a possibilidade de congelamento e de evaporação, respetivamente, da água, sendo necessário estudos técnicos para avaliar estes impactos.

Os sistemas adutores podem ainda, em alguns casos, permitir distribuição de percurso, sendo, por isso, também designados por sistemas mistos. Estes sistemas têm a particularidade de a distribuição ser feita a montante do reservatório de distribuição e não a jusante. Atualmente, esses sistemas encontram-se em desuso, sendo apenas concebidos sistemas sem distribuição de percurso, também designados por sistemas adutores puros.

Em condutas sob pressão, a água escoia pelo interior de condutas de secção circular, preenchendo-a totalmente, estando sujeita a uma pressão diferente da pressão atmosférica. Ao longo desta dissertação, o estudo efetuado incidirá neste tipo de adutoras.

2.2. Disposições Gerais Sobre o Traçado em Planta e em Perfil das Adutoras

O traçado de uma conduta adutora deve responder a vários critérios de ordem técnica e económica. Assim sendo, o traçado mais curto não implica necessariamente um menor custo de investimento total, uma vez que há que considerar não só o investimento inicial mas também os custos de operação e manutenção. Em seguida referem-se alguns critérios a ter em conta na escolha do traçado das condutas, quer em planta, quer em perfil, segundo Sá Marques e Sousa (2009):

- as adutoras devem, tanto quanto possível, ser implantadas ao longo de caminhos públicos, por forma a evitar o atravessamento de terrenos privados, a facilitar a sua construção e manutenção e também a aproveitar as obras de arte existentes, evitando-se assim a construção de novas estruturas desse tipo;
- ter a possibilidade de reduzir (se tal for aceitável) as pressões ao longo da conduta, permitindo a utilização de condutas com características mecânicas inferiores e, consequentemente, de custos inferiores;
- evitar a passagem de condutas por terrenos pantanosos, rochosos, zonas arborizadas com espécies de raiz fasciculada (eucaliptos, choupos, etc.) ou outros terrenos agressivos (por exemplo: sujeitos a contaminações);
- assegurar recobrimentos mínimos para a implantação das tubagens;

- respeitar as inclinações mínimas de 3‰ e de 5‰ em troços ascendentes e descendentes, respetivamente, sem nunca executar troços totalmente planos ou horizontais;
- preferir um traçado mais regular, que implica menos acessórios, em detrimento, em alguns casos, de um acompanhamento do terreno natural e embora possa resultar em volumes de escavação consideráveis;
- tentar que a linha piezométrica esteja sempre acima da conduta, de modo a evitar pressões negativas e a instalação de dispositivos de proteção das condutas.

Como facilmente se depreende das várias disposições acima descritas, o respeito de alguns pontos vai de encontro a outros. A escolha da melhor solução não é óbvia e deve englobar tanto o aspeto económico como o funcional.

2.3. Tipos de Tubos Usados em Condutas Adutoras

A escolha do material a usar é, desde logo, na fase de projeto, uma das decisões de maior importância. Os custos das condutas representam uma grande parte dos custos inerentes a um sistema de abastecimento de água (sobretudo no que respeita ao primeiro investimento), logo é habitual que a escolha recaia no material mais barato (Sousa, 2006). No entanto, resumir esta decisão somente ao aspeto económico, descurando o aspeto funcional do sistema, pode originar diversos problemas do ponto de vista de operação e exploração do sistema (Lencastre, 2003; Sousa, 2006; Trifunović, 2006), tais como: interrupções no abastecimento; aumento das perdas de água; deterioração da qualidade da água; diminuição do período de vida das tubagens; elevados custos de manutenção.

Na bibliografia da especialidade (Brandon, 1984 *apud* Trifunović, 2006; Sá Marques e Sousa, 2009) indicam-se diversas razões de ordem técnica, sanitária e económica que deverão ser atendidas aquando do processo de decisão, das quais se destacam as seguintes:

- durabilidade das condutas;
- resistência às pressões interna e externa e à corrosão e ataque químico;
- rugosidade interna (resistência ao escoamento);
- experiência na utilização dos materiais, como garantia do seu comportamento;
- gama de diâmetros disponível no mercado, com base no custo;
- origem de fabrico (nacional ou estrangeira);
- risco de dano por terceiros;
- maior ou menor facilidade de manuseamento, transporte e montagem;
- facilidade de reparação ou ligações futuras;
- deformações causadas por temperaturas extremas, assentamentos diferenciais, raízes da vegetação, etc.

Existem diversos tipos de materiais empregues em condutas, os quais, dependendo da sua resistência ao choque e peso do solo, podem ser categorizados em três grandes grupos³ (Trifunović, 2006):

- rígidos: ferro fundido (FF), fibrocimento (FC), betão;
- semi-rígidos: ferro fundido dúctil (FFd), aço;
- flexíveis: policloreto de vinilo (PVC), polietileno (PE), poliéster reforçado com fibras de vidro (PRFV).

Ao longo dos tempos, à medida que os processos de fabrico foram evoluindo, verificaram-se diferentes tendências no uso dos materiais. A título de exemplo, Trifunović (2006) descreve o caso dos Países Baixos, onde, durante a primeira metade do séc. XX, o FF foi o material largamente mais usado, posteriormente, nos anos 60 e 70, usou-se muito o FC e, mais recentemente, nos anos 80 e 90, o material dominante passou a ser o PVC. Como consequência do histórico desse país, na atualidade prevê-se que os tubos de FF a curto prazo sejam totalmente substituídos pelos tubos de PVC, já que os solos são predominantemente instáveis, corrosivos e planos, onde as pressões raramente superam os 60 m c.a. O mesmo autor refere, no entanto, que tal situação não se verifica na vizinha Alemanha, onde as diferentes condições topográficas e de condições do solo levam a que seja mais frequentemente usado o FFd do que o PVC.

Em suma, não existe um material ideal para aplicar a todas as condições e, portanto, a escolha do material deve ser vista caso a caso (Trifunović, 2006).

Não se pretendendo entrar em grande detalhe acerca das características, quer ao nível de fabrico, quer dos processos construtivos dos vários materiais atualmente existentes para condutas, em seguida resumem-se algumas vantagens e desvantagens de três desses materiais (FF, PEAD e PVC), que serão usados neste trabalho.

2.3.1. Tubos de ferro fundido (FF)

Os tubos de ferro fundido são comercializados em dois tipos: normal (ou cinzento) e dúctil (ou nodular). O primeiro é um dos materiais mais antigos usados em condutas, e tem como desvantagens o facto de ser um material frágil e suscetível à corrosão externa e interna, o que afeta a qualidade da água (pela libertação de ferro), estando, por isso, atualmente, completamente preterido pelo ferro fundido dúctil (FFd) (Trifunović, 2006; Sá Marques e Sousa, 2009).

As tubagens em ferro fundido dúctil têm como grandes qualidades as suas grandes capacidades resistentes, quer ao choque, quer à tração, quer a pressões internas e externas (habitualmente

³ Além destes grupos, a mesma bibliografia refere também que podem ser classificados em tubos metálicos e não metálicos.

40 kgf/cm²) e são comercializadas numa gama bastante abrangente (100 a 2 000 mm segundo Grilo, 2007). Têm também boa durabilidade comprovada pelo uso, apresentam boa resistência à corrosão (uma vez que são normalmente revestidas de fábrica) e boa resistência à fadiga. Como desvantagens tem-se o seu elevado peso, o que leva a que seja necessária maquinaria apropriada, mesmo em pequenos diâmetros, para movimentar as tubagens, e, principalmente, o seu elevado custo, embora esta última situação tenha-se vindo a alterar nos últimos anos, e, no panorama atual, este já seja um material competitivo para gamas baixas e médias de diâmetros.

Em Portugal, a grande parte dos sistemas adutores, segundo Ramos (2005), são executados em FFd.

2.3.2. Tubos de Poli(cloreto de vinilo) não plastificado (PVC)

Na década de 70, surgem no mercado os tubos de PVC que, além de terem um preço competitivo, apresentam algumas vantagens relativamente aos outros materiais até à data, tais como: baixo peso específico, elevada resistência à corrosão (tanto interna como externa), baixa rugosidade e bom isolamento térmico.

Comparando com outros materiais apresenta diversas desvantagens, tais como: suporta pressões somente até 16 kgf/cm² (≈ 160 m c.a.); a gama de diâmetros disponível é baixa (desde 63 até 800 mm nas classes de pressão PN6 e PN10 e até 400 mm na classe de PN16); as suas propriedades mecânicas e químicas alteram-se significativamente com a variação da temperatura, exemplo disso é o elevado coeficiente de dilatação linear destes tubos, que deve ser tido em conta na sua montagem, tal como a substancial diminuição da pressão de serviço com o aumento da temperatura (acima dos 20 °C); permeabilidade das paredes do tubo quando expostas a poluentes orgânicos no solo (óleo, gasolina, etc.) podem afetar a qualidade da água (Trifunović, 2006). Outro problema frequentemente apontado prende-se com a inexistência de informação quanto ao seu envelhecimento, dada a pouca experiência na sua utilização, e a inclusão de cloro no seu fabrico (Sá Marques e Sousa, 2009).

2.3.3. Tubos de Polietileno (PE)

Os tubos de polietileno são, à semelhança do PVC, constituídos por matéria plástica e o seu uso é relativamente recente, sendo comercializados (a nível mundial) sensivelmente desde o ano de 1950. Atualmente, estão disponíveis no mercado nacional em três tipos, em função da sua densidade, designadamente: Polietileno de Baixa, Média e Alta Densidade. O mais usado em condutas é o Polietileno de Alta Densidade (PEAD).

Relativamente aos tubos de PVC, os tubos de PEAD apresentam as seguintes melhorias no que respeita às seguintes características (Trifunović, 2006): melhor resistência à rotura por fadiga; melhor performance sobre temperaturas extremas; melhor flexibilidade; boa compatibilização de soldagem; melhor resistência a ondas de pressão transitórias (choque

hidráulico). Como desvantagens, são um pouco mais caros que os tubos em PVC, também apresentam problemas de permeabilidade e a união por soldadura requer mão-de-obra especializada.

Os tubos de PEAD são comercializados em diâmetros compreendidos entre os 16 e os 1 200 mm e para classes de pressão entre 2,5 e 32 kgf/cm².

2.4. Conceitos Hidráulicos Aplicados às Conduitas Adutoras

Os princípios hidráulicos básicos aplicáveis a sistemas de abastecimento de água baseiam-se em três suposições principais (Trifunović, 2006):

- o sistema encontra-se cheio de água sob pressão;
- a água é incompressível;
- o escoamento da água dá-se de forma uniforme – velocidade média entre duas secções consecutivas é igual para um mesmo instante.

Adicionalmente, assume-se também que a deformação das fronteiras do sistema é negligenciável, ou seja, que as condições de escoamento não se alteram com o tempo, pelo que a água escoar através de um sistema não-elástico (Trifunović, 2006).

Tal assunção aceita-se visto que o comportamento hidráulico, em geral, dos sistemas de abastecimento de água (SAA) pode ser descrito considerando que o tempo que decorre entre alterações ao escoamento entre duas secções da conduta, provocado pelo funcionamento normal do sistema, é suficientemente curto, da ordem dos minutos, e, simultaneamente, longo para simular alterações no funcionamento das bombas, níveis dos reservatórios, variação dos consumos ao longo do dia, etc., sem que sejam manipuladas demasiadas quantidades de dados (Trifunović, 2006).

No entanto, as condições de escoamento não são sempre constantes, e se houver uma alteração súbita ao escoamento devido, por exemplo, ao acionamento de válvulas para o esvaziamento ou enchimento de condutas, ou também à paragem e ao arranque ou mudança de rotação de bombas, podem ocorrer situações de regimes variáveis ou transitórios (Sá Marques e Sousa, 2009). Por sua vez, como consequências indiretas dos regimes variáveis podem surgir problemas de choque hidráulico e de rotura da veia líquida, que poderão danificar as tubagens. Sendo essas ocorrências situações a evitar, e que carecem de um estudo matemático próprio baseado em metodologias adequadas, não serão abordadas por estarem fora do âmbito desta dissertação. Portanto, ao longo deste trabalho apenas se irá abordar o caso de escoamento permanente em condutas adutoras.

2.4.1. Equações fundamentais para o escoamento num sistema não-elástico

Para escoamentos permanentes aplica-se a lei fundamental da conservação de massa, que se traduz na prática através da aplicação da equação da continuidade, a qual estabelece que o caudal, Q , se mantém constante ao longo de uma dada conduta, ou seja:

$$Q = V \cdot A = cte. \quad (2.1)$$

em que:

A - área da secção transversal do tubo;

V - velocidade média de escoamento da água.

Outra lei fundamental que se aplica em escoamentos permanentes é a lei da energia, a qual estabelece que, entre duas secções da tubagem (A e B), a energia à entrada, H_A , é igual à energia à saída, H_B , somada às perdas de energia entre essas secções, ΔH_{A-B} , ou seja:

$$H_A = H_B + \Delta H_{A-B} \quad (2.2)$$

Aplicando o teorema de Bernoulli, a expressão anterior pode ser descrita na seguinte forma:

$$Z_A + \frac{p_A}{\gamma} + \frac{V_A^2}{2g} = Z_B + \frac{p_B}{\gamma} + \frac{V_B^2}{2g} + \Delta H_{A-B} \quad (2.3)$$

sendo:

V - velocidade média de escoamento da água na secção;

p - pressão na secção;

Z - cota topográfica do ponto médio da secção ou altura geométrica;

γ - peso volúmico da água;

$\frac{p}{\gamma}$ - altura piezométrica;

$\frac{V^2}{2g}$ - energia cinética;

g - aceleração da gravidade ($\approx 9,8 \text{ m/s}^2$).

2.4.2. Perdas de carga

Em condutas sob pressão, as perdas de carga estão essencialmente ligadas à forma como a energia é dissipada ao longo do escoamento. O estudo da dissipação de energia é feito com base nas leis de resistência, das quais apenas serão abordadas as relativas ao regime permanente e uniforme.

As perdas de carga podem ser divididas em dois grupos: perdas de carga contínuas, ΔH_c , e perdas de carga localizadas, ΔH_l . De um modo geral, quando se refere perdas de carga, refere-se à soma das duas parcelas:

$$\Delta H = \Delta H_c + \Delta H_l \quad (2.4)$$

As perdas de carga contínuas representam a energia dissipada ao longo de todo o comprimento da conduta devido ao contacto da água com as paredes do tubo. Em regime permanente e uniforme, para qualquer trecho de conduta de dimensões constantes, admite-se que a perda de carga é diretamente proporcional ao comprimento da conduta, ou seja: $\Delta H_c = J \cdot L$, em que J é a perda de carga por metro de conduta, em m/m.

Quanto às perdas de carga localizadas, ocorrem devido à presença de singularidades nas tubagens, tais como: válvulas, ventosas, descargas de fundo, ligações entre tubos, entradas e saídas de reservatórios, etc.

2.4.2.1. Perdas de carga contínuas

Para determinar as perdas de carga contínuas, uma das fórmulas mais conhecidas, e considerada como sendo a fórmula racional de cálculo destas perdas, é a fórmula de Darcy-Weisbach:

$$\Delta H_c = \frac{f \cdot L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{8f \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \cdot Q^2 \quad (2.5)$$

onde:

ΔH_c - perda de carga contínua (m);

f - coeficiente de resistência ou de Darcy-Weisbach;

V - velocidade média do escoamento (m/s);

L - comprimento da conduta (m);

D - diâmetro da conduta (m);

Q - caudal escoado (m³/s);

g - aceleração da gravidade ($\approx 9,8 \text{ m/s}^2$).

O coeficiente de resistência, f , depende da rugosidade relativa da conduta, k/D , e/ou do número de Reynolds, Re , que é um parâmetro adimensional calculado pela seguinte expressão (Swamee e Sharma, 2008):

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (2.6)$$

em que:

V - velocidade média do escoamento;

D - diâmetro da conduta;

ν - viscosidade cinemática do fluido.

Segundo Sá Marques e Sousa (2009), no âmbito de sistemas de abastecimento de água, a viscosidade cinemática, ν , pode ser estimada pela fórmula empírica de Poiseuille:

$$\nu = \frac{1,78 \cdot 10^{-6}}{1 + 0,0337 \cdot T + 0,000221 \cdot T^2} \quad (2.7)$$

em que T representa a temperatura da água ($^{\circ}\text{C}$) e ν é a viscosidade cinemática da água (m^2/s).

A rugosidade absoluta das paredes internas da conduta, k , depende do tipo e da qualidade do material da tubagem e é, por norma, indicada pelo fabricante.

O número de Reynolds, R_e , segundo Quintela (2000), define as condições de semelhança do escoamento de líquidos no interior de condutas sem a existência de superfície livre, ou seja, quando não atuam as forças da gravidade, caracterizando os regimes da seguinte forma:

- laminar: $R_e < 2000$
- crítico ou de transição: $R_e \approx 2\,000 - 4\,000$
- turbulento: $R_e > 4\,000$

Em regime laminar, o coeficiente de resistência, f , depende exclusivamente de R_e , podendo por isso ser calculado através da fórmula de Hagen-Poiseuille (Swamee e Sharma, 2008):

$$f = \frac{64}{R_e} \quad (2.8)$$

Em sistemas de abastecimento de água, atendendo à viscosidade cinemática da água e aos valores de velocidade impostos para o seu escoamento, os números de Reynolds são relativamente elevados ($R_e > 4\,000$), predominando assim o regime turbulento.

O regime turbulento divide-se ainda em três tipos (liso, de transição e rugoso), e para cada um deles a influência dos parâmetros (rugosidade e número de Reynolds), na resistência ao escoamento, varia. Assim, uma das expressões mais usadas, que tem a vantagem de ser homogénea, e que permite abranger todo o domínio do regime turbulento, é a proposta por Colebrook-White (1939) (Sá Marques e Sousa, 2009):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2,0 \log \left(\frac{k}{3,7D} + \frac{2,51}{R_e \cdot \sqrt{f}} \right) \quad (2.9)$$

em que:

f - coeficiente de resistência de Darcy-Weisbach;

k - rugosidade absoluta das paredes da conduta (Quadro 2.1);

D - diâmetro da conduta;

R_e - número de Reynolds.

Quadro 2.1. Valores de k para a fórmula de Colebrook-White (Sá Marques e Sousa, 2009)

Material	k (mm)
Fibrocimento	0,03 a 0,10
Ferro Fundido não revestido	0,05 a 0,20
Ferro Fundido revestido	0,06 a 0,10
Aço sem revestimento	0,10 a 0,35
Aço revestido	0,05 a 0,15
Betão liso	0,30 a 2
PVC	0,01 a 0,06
PEAD	0,003

O facto de f não poder ser explicitado na equação (2.9) leva a que seja necessário recorrer a métodos numéricos para a sua determinação, o que resulta num processo iterativo complexo e moroso. Para contornar este problema, alguns autores traduziram a equação através de ábacos, sendo o mais divulgado o ábaco de Moody (Quintela, 2000), enquanto que outros propuseram expressões explicitando o valor do coeficiente de resistência. A título de exemplo, apresenta-se de seguida a expressão proposta por Haaland (1983), cujos resultados apresentam um erro máximo de 1,38% ($4\,000 \leq R_e \leq 10^8$ e $0 \leq k/D \leq 0,05$) relativamente aos obtidos pela expressão de Colebrook-White (Sá Marques e Sousa, 2009):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -1,8 \log \left[\left(\frac{k}{3,7D} \right)^{1,11} + \frac{6,9}{R_e} \right] \quad (2.10)$$

Para simplificar o processo de cálculo das perdas de carga, ao longo dos tempos, vários autores propuseram fórmulas empíricas, cuja aplicação, atualmente, está restringida a certos domínios de diâmetros e de regimes de escoamento pelo facto de não serem homogéneas. Em seguida, indicam-se algumas dessas fórmulas.

i) Fórmula de Gauckler-Manning-Strickler

$$V = K_s \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} \quad (2.11)$$

na qual:

V - velocidade média do escoamento (m/s);

R - raio hidráulico (m);

J - perda de carga unitária (m/m);

K_s - coeficiente de rugosidade determinado experimentalmente, que depende do material da conduta (Quadro 2.2).

Quadro 2.2. Valores de K_s para a fórmula de Gauckler-Manning-Strickler (Sá Marques e Sousa, 2009)

Material	K_s (m ^{1/3} /s)
Fibrocimento	90
Ferro Fundido não revestido	60
Ferro Fundido revestido	70
Aço sem soldadura ou com rebitagem simples	65
Aço soldado	90
Betão liso	75
PVC	110
PEAD	125

ii) Fórmula de Hazen-Williams

$$J = \frac{10,675 \cdot Q^{1,852}}{C^{1,852} \cdot D^{4,8704}} \quad (2.12)$$

na qual:

J - perda de carga unitária (m/m);

Q - caudal escoado (m³/s);

D - diâmetro da conduta (m);

C - coeficiente determinado experimentalmente que depende das características da conduta e do escoamento (Quadro 2.3).

Quadro 2.3. Valores de C para a fórmula de Hazen-Williams (Sá Marques e Sousa, 2009)

Material	C
Fibrocimento	120 a 140
Ferro Fundido	120 a 135
Aço sem soldadura ou com rebitagem simples	110
Aço soldado	120
Betão liso	130
Plásticos	125 a 140

iii) Fórmula de Scimemi

$$Q = K \cdot D^\alpha \cdot J^\beta \quad (2.13)$$

na qual:

Q - caudal escoado (m³/s);

D - diâmetro da conduta (m);

J - perda de carga unitária (m/m);

K , α e β - coeficientes que dependem da rugosidade e do material da conduta (Quadro 2.4).

Quadro 2.4. Compilação de valores de K , α e β para a fórmula de Scimemi (Sá Marques e Sousa, 2009)

Material	K	α	β
Fibrocimento	48,3	2,68	0,56
Ferro Fundido	35	2,625	0,535
Aço sem soldadura ou com rebitagem simples	36,4	2,59	0,55
Aço soldado	29,7	2,755	0,53
Betão liso	38,77	2,67	0,53
Plásticos	46,22	2,674	0,553

Atualmente, o método mais correto de cálculo de ΔH_c continua a ser a equação de Darcy-Weisbach (2.5) com f determinado pela equação de Colebrook-White, apesar de ambas já serem bastante antigas. Da equação (2.5), verifica-se que as perdas de carga aumentam exponencialmente com a diminuição do diâmetro e com o aumento do caudal.

Relativamente às expressões empíricas, a mais usada foi a equação de Hazen-Williams, embora estudos efetuados por vários autores (e.g., Liou, 1998 e Swamee, 2000 *apud* Swamee e Sharma, 2008) apontem diversas limitações destas expressões, desencorajando fortemente o seu uso e indicando, inclusive, que além de imprecisa a expressão está concetualmente incorreta. Trifunović (2006), citando Bhawe (1991), refere que a expressão de Hazen-Williams é pouco precisa para valores de C inferiores a 100. Quanto à equação de Manning (2.11), Trifunović (2006) refere que esta é mais indicada para tubos mais rugosos, pelo que é frequentemente mais aplicada em escoamentos em canais do que em condutas.

Com o desenvolvimento dos métodos de cálculo computacionais, a rapidez e simplicidade de cálculo das fórmulas empíricas perdeu relevância, apesar de ainda serem largamente usadas em várias partes do mundo (Trifunović, 2006).

Com efeito, nas aplicações desenvolvidas neste trabalho, dado que não se pretende uma grande precisão no cálculo destas perdas, a perda de carga unitária será dada por uma expressão empírica do tipo:

$$J = k \cdot Q^N \cdot D^{-M} \quad (2.14)$$

Em que os coeficientes de perda de carga k , M e N são coeficientes calculados a partir dos coeficientes K , α e β definidos no Quadro 2.4 para a fórmula de Scimemi, retirados de Sá Marques e Sousa (2009), obtidos por aproximação à fórmula de Darcy-Weisbach.

2.4.2.2. Perdas de carga localizadas

As perdas de carga localizadas ocorrem aquando da transição brusca do escoamento uniforme para escoamento variado, devido à transposição de um obstáculo. Para os cálculos destas perdas utiliza-se a seguinte expressão:

$$\Delta H_L = K \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{8K}{g \cdot \pi^2 \cdot D^4} \cdot Q^2 \quad (2.15)$$

em que:

ΔH_L - perda de carga localizada (m);

K - coeficiente de perda de carga localizada (depende do número de Reynolds e da geometria do obstáculo e é determinado experimentalmente);

V - velocidade média do escoamento (m/s);

g - aceleração da gravidade ($\approx 9,8 \text{ m/s}^2$);

D - diâmetro da conduta (m).

Pela expressão (2.15), conclui-se que, a menos que os valores de K sejam elevados, dificilmente as perdas de carga localizadas serão importantes, uma vez que, em sistemas de abastecimento de água, as velocidades se situam habitualmente abaixo de 1 a 2 m/s.

Em sistemas de adutores onde, regra geral, as condutas têm dimensões consideráveis, estas perdas não são importantes quando comparadas com as contínuas, sendo por isso muitas vezes desprezadas. Na bibliografia consultada refere-se, por exemplo, que as perdas localizadas podem ser desprezadas quando: em média, existe um comprimento entre duas singularidades de 1 000 diâmetros (Streeter, 1974 *apud* Sá Marques e Sousa, 2009); o comprimento da conduta exceder 4 000 vezes o seu diâmetro (Dacach, 1975 *apud* Sá Marques e Sousa, 2009). A mesma bibliografia refere, no entanto, que em situações particulares, como condutas de aspiração ou condutas elevatórias muito curtas, ou na presença de válvulas parcialmente fechadas, estas perdas já não poderão ser desprezadas.

Pelas razões supra referidas, as perdas de carga localizadas serão desprezadas nas aplicações desenvolvidas neste trabalho, pelo que as perdas de carga se referem unicamente às perdas contínuas.

2.5. Estudo Económico de Sistemas Adutores

No estudo económico de sistemas adutores procura-se responder às seguintes questões:

- qual o caudal de dimensionamento?
- qual a secção mais económica para transportar esse caudal?

A quantificação do caudal de abastecimento, por sua vez, levanta ainda outras três incógnitas: horizonte de projeto, volume diário a transportar e período diário de adução. A resposta a cada uma delas não é fácil, dada a vasta quantidade de variáveis que envolvem, sendo na sua grande maioria difíceis de prever ou quantificar. Em seguida faz-se uma breve explicação sobre cada.

a) Horizonte de projeto

O horizonte de projeto, também designado por período de projeto, depende de muitos fatores, entre os quais, Sá Marques e Sousa (2009) destacam: a evolução das necessidades de água, a vida útil dos materiais utilizados, o custo do capital, a dimensão da obra, o custo do armazenamento e a evolução previsível dos custos energéticos, no caso de adução por bombeamento. Atualmente, em Portugal, o período de projeto habitualmente utilizado é de 40 anos.

Trifunović (2006) refere períodos típicos entre 20 a 25 anos para sistemas de distribuição. Swamee e Sharma (2008) referem que em SAA é de prática corrente adotarem-se períodos de 30 anos. Os mesmos autores indicam, no entanto, que, do ponto de vista económico, conforme as previsões de crescimento da população, duas situações distintas se devem colocar:

- população estática: neste caso os sistemas devem ser dimensionados para um período igual ao período de vida das condutas ou do sistema de abastecimento como um todo;
- população crescente: neste caso será mais económico dimensionar o sistema faseadamente, ou seja, prever etapas de reforço do sistema conforme a evolução real verificada num dado período intermédio. Assim, não haverá um período de exploração, mas vários períodos mais curtos, para atender às incertezas relativas às previsões.

b) Volume diário a transportar

Quanto ao volume diário a transportar, em conjunto com a água armazenada, deve responder às necessidades de consumo críticas que, em princípio, deverão ocorrer no dia de maior consumo do ano horizonte de projeto. Assim, do ponto de vista económico, consoante as previsões de consumo, o volume de água a transportar deverá resultar de um compromisso entre o custo do sistema adutor e o custo do sistema de armazenamento, situando-se entre duas situações extremas (Lencastre, 2003; Ramos, 2005; Sá Marques e Sousa, 2009):

- i) o caudal de dimensionamento é o caudal de ponta instantâneo, não havendo por isso necessidade de reserva para responder a variações de consumo;
- ii) o caudal de dimensionamento é o caudal médio, havendo assim necessidade de haver uma grande reserva para responder a variações de consumo.

A situação (i) corresponde a um maior investimento no sistema de adução (investimento inicial) pelo facto de resultar em maiores diâmetros e, eventualmente, em sobredimensionamento de outros órgãos constituintes do sistema, enquanto que a situação (ii) incorre em maiores custos com armazenamento.

Regra geral, para sistemas de abastecimento urbano de água, o volume de água a transportar é o volume do mês ou do dia de maior consumo.

Em Sá Marques e Sousa (2009) ressalva-se ainda que, para grandes sistemas de abastecimento urbano, deve ser feita uma análise económica tendo em vista a minimização de custos entre a adução e a capacidade de armazenamento necessária.

c) Período diário de adução

Para a escolha do período diário de adução devem ser analisados dois casos em separado, nomeadamente: adução por gravidade e adução por bombeamento. No primeiro, importa que o período seja o mais longo possível, de modo a assegurar uma menor quantidade de caudal a escoar e, conseqüentemente, um menor diâmetro da conduta, sendo por isso habitual adotar-se um período de 24 horas. No segundo, a escolha não é tão óbvia, devendo por isso ser tidos em conta os custos de investimento e de exploração do sistema de elevação. Por norma consideram-se períodos entre as 16 e as 20 horas, podendo este período ser aumentado ou reduzido (Sá Marques e Sousa, 2009).

Em adutoras por bombeamento, os custos de investimento do sistema de elevação prendem-se essencialmente com os custos relacionados com a própria conduta e com o equipamento eletromecânico a instalar. Já os custos de exploração, como se verá mais adiante, referem-se aos consumos da energia elétrica.

Dada a tendência de automatização dos sistemas elevatórios e a conseqüente necessidade de haver folgas nos períodos de funcionamento para prevenir eventuais avarias ou faltas de energia, não se justifica um período de 24 horas⁴, pelo que é consensualmente aceite a adoção de períodos entre as 16 e um máximo de 20 horas (Sá Marques e Sousa, 2009).

No dimensionamento económico pretende-se determinar o diâmetro que minimiza o custo global do sistema de adução (diâmetro económico). Além do ponto de vista económico, esse diâmetro deverá ainda cumprir um determinado conjunto de exigências funcionais (e.g., pressões e velocidades).

As condutas adutoras dividem-se essencialmente em dois tipos, gravíticas e elevatórias. A escolha entre um sistema e outro depende, geralmente, da topografia do terreno. No entanto, um sistema elevatório pode ser adotado em qualquer circunstância. Do ponto de vista económico, à partida, um sistema gravítico será sempre⁵ mais económico que um sistema elevatório se a cota de jusante for inferior à de montante (Swamee e Sharma, 2009).

Como esta dissertação incide no estudo de condutas por bombeamento, não se fará referência ao dimensionamento de condutas gravíticas.

⁴ Muito embora a bibliografia consultada refira que não deva ser aplicado um período de 24 horas num sistema automatizado, mais à frente neste trabalho será abordado este assunto com um maior detalhe.

⁵ Esta afirmação apenas é válida se a diferença entre cotas for suficientemente elevada. Caso o desnível topográfico entre a saída e a entrega for marginal um sistema gravítico não será tão económico como um elevatório visto que o diâmetro requerido será superior (Swamee e Sharma, 2009).

2.5.1. Adução por bombeamento

As condutas elevatórias diferem das gravíticas pelo facto da energia necessária ao escoamento ser fornecida por bombas instaladas numa estação elevatória, acrescentando por isso custos de energia que terão que ser contabilizados. Deste modo, no estudo económico das condutas elevatórias, os custos globais são separados em custos de investimento e custos de exploração.

Nas condutas elevatórias as despesas de manutenção e conservação, tal como os custos das estações elevatórias e das respectivas taxas de potência, geralmente, não variam significativamente para diâmetros da mesma ordem de grandeza. Assim, o estudo económico resume-se à contabilização dos custos das próprias condutas acrescidos dos custos associados à energia necessária para o escoamento (Sá Marques e Sousa, 2009).

Os custos de investimento, naturalmente, aumentam com o diâmetro, enquanto que, por oposição, os custos de exploração diminuem à medida que o diâmetro aumenta, devido à diminuição das perdas de carga e consequentemente das necessidades de energia a fornecer ao escoamento. Do ponto de vista económico, a solução ótima do sistema é a solução que minimiza a soma de ambos os custos, ou seja, traduzindo os custos globais através de uma curva em função do diâmetro, o diâmetro correspondente ao mínimo dessa curva designa-se por diâmetro económico (Figura 2.1).

$$C_{global} = C_{inv.} + C_{exp.} \quad (2.16)$$

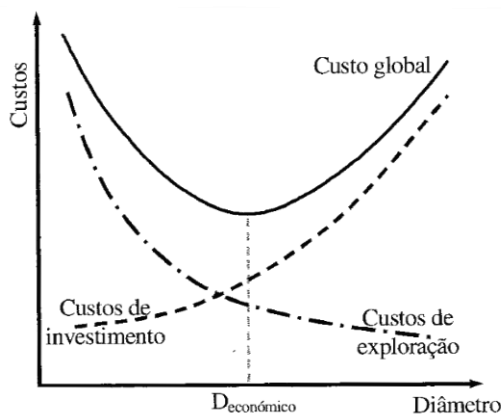


Figura 2.1. Variação dos custos com o diâmetro (Sá Marques e Sousa, 2009)

Relativamente aos custos, há ainda a assinalar que enquanto os custos de investimento são reportados ao ano em que se inicia⁶ a exploração (ano 0), os custos de energia são faseados no tempo (Sá Marques e Sousa, 2009). Para corrigir este desfasamento no tempo, a metodologia

⁶ Válido para a situação habitualmente mais comum, ou seja, construção da conduta numa só fase. Ressalva-se, no entanto, que essa situação pode não corresponder sempre à solução mais económica, pelo que a construção faseada pode, em alguns sistemas, ser mais vantajosa (Lencastre, 2003 e Ramos, 2005).

mais cómoda passa por atualizar todos os custos a uma mesma data de referência, em geral, ao ano 0, adotando uma determinada modalidade de juro⁷ para a sua atualização.

As taxas de juro⁸ são parâmetros exógenos do modelo e que variam no tempo, pelo que, por simplificação, habitualmente são consideradas constantes ao longo do período de projeto e dentro de uma gama de valores que se considerem aceitáveis para as condições económicas à data (Ramos, 2005).

No âmbito do estudo económico de sistemas adutores, o estudo desta dissertação debruça-se sobre as adutoras por bombeamento ou elevatórias.

2.5.1.1. Custos de investimento

Os custos de investimento englobam duas parcelas: o custo da tubagem e acessórios, incluindo a sua montagem e transporte, e os custos dos movimentos de terras que devem incluir a abertura de vala, regularização do leito, compactação do aterro, transporte das terras sobranes a vazadouro, levantamento e reposição do pavimento (Sá Marques e Sousa, 2009). Assim para uma conduta de comprimento L , os custos de investimento inicial podem ser dados pela expressão:

$$C_{inv.} = C_{cond}(D) \cdot L \quad (2.17)$$

onde $C_{cond}(D)$ é a função que representa o custo por metro linear de conduta, de diâmetro D , que inclui todos os preços constituídos pelos itens anteriormente especificados.

2.5.1.2. Custos de exploração

No estudo económico de uma conduta, os custos de exploração anuais reduzem-se aos custos de energia que são dados pela expressão:

$$C_{exp. \text{ anual}} = C_{E, \text{ anual}} = 365P \cdot nb \cdot p \quad (2.18)$$

em que:

nb - número médio de horas diárias de bombeamento;

P - potência elétrica do grupo motor-bomba (kW);

p - preço médio do kWh.

⁷ No âmbito de sistemas adutores elevatórios, a modalidade habitualmente mais referida na bibliografia da especialidade (e.g., Ramos, 2005; Sá Marques e Sousa, 2009) é o regime de capitalização de juro composto. Nesse sentido, neste trabalho adota-se também esta modalidade.

⁸ Lencastre (2003) refere que, em rigor, a taxa empregue na comparação de custos respeitantes a diferentes épocas é, convencionalmente, designada por taxa de atualização, de modo a distinguir-se da taxa de juro inerente a um contrato financeiro. Como as taxas de atualização são definidas partindo dos valores referentes às taxas de juro, é comum considerar-se, no âmbito do estudo económico de sistemas adutores, que a taxa de juro é igual à taxa de atualização, embora essa consideração deva sempre ser tecnicamente acautelada. Como neste trabalho não se pretende uma análise exaustiva ao tema usam-se ambas as designações com o mesmo propósito.

Para elevação de água, a potência elétrica (kW) do grupo motor-bomba é dada pela expressão:

$$P = \frac{9,8Q_e \cdot H_e}{\eta} \quad (2.19)$$

onde:

Q_e - caudal a elevar (m³/s);

H_e - altura total de elevação (m);

η - rendimento global do grupo motor-bomba.

O caudal a elevar, Q_e , e a altura total de elevação, H_e , calculam-se pelas seguintes expressões:

$$Q_e = \frac{V}{nb} \quad (2.20)$$

$$H_e = H_g + \Delta H \quad (2.21)$$

em que V é o volume diário a transportar (m³/dia), H_g é a altura geométrica de elevação (m) e ΔH é a parcela relativa às perdas de carga (m).

Os custos de exploração, transportados para o ano 0, que se prevê vir a suportar ao longo de um período de exploração de 40 anos (período usual), admitindo um preço da energia constante, são dados pela expressão:

$$C_{exp.} = 365 \cdot p \cdot \sum_{i=1}^{40} f_{ai} \cdot P_i \cdot nb_i \quad (2.22)$$

onde f_{ai} é o fator de atualização correspondente ao ano i , em regime composto, ou seja:

$$f_{ai} = \frac{1}{(1+t)^i} \quad (2.23)$$

em que t corresponde à taxa anual de juro.

2.5.1.3. Métodos de pré-dimensionamento

Ao longo dos tempos, vários autores propuseram métodos de pré-dimensionamento para determinar o diâmetro económico. Em seguida apresentam-se alguns consultados em diferentes bibliografias.

Fórmulas empíricas

i) Fórmula de Bresse

Dos métodos existentes de pré-dimensionamento, este é o mais divulgado e um dos primeiros a ser apresentado no domínio da hidráulica (Sá Marques e Sousa, 2009). Bresse, em 1886, propôs a seguinte expressão:

$$D = 1,5\sqrt{Q} \quad (2.24)$$

em que D e Q vêm em m e m³/s, respetivamente.

Os critérios desenvolvidos pelo autor são baseados em hipóteses muito simplistas e conservadoras, pelo que o seu grau de incerteza é bastante elevado (Freire, 2000). Pela equação da continuidade, observa-se que esta expressão equivale a fixação de uma velocidade igual a 0,57 m/s (Sá Marques e Sousa, 2009), também denominada velocidade económica, o que não retrata bem a realidade atual, em que, geralmente, as velocidades ultrapassam bastante esse valor⁹. Atualmente, interessa ter expressões que se aproximem mais da realidade, mesmo numa primeira análise, como algumas das que serão apresentadas em seguida.

ii) Fórmula de Dacach

Dacach propôs também uma fórmula simplificada para determinar o diâmetro económico. A expressão, que foi muito utilizada nos Estados Unidos, expressa-se por:

$$D = 0,9 \cdot Q^{0,45} \quad (2.25)$$

onde D e Q vêm em m e m³/s, respetivamente.

Metodologias mais rigorosas

iii) Método baseado no peso das tubagens

Este método, proposto por Melzer (1964), parte da hipótese de que o custo do tubo é proporcional ao peso da mesma (Freire, 2000). Essa relação obtém-se através da análise do equilíbrio entre as forças interiores atuantes no tubo e permite definir a função dos custos de investimento por metro de conduta:

$$C_{cond} = c \cdot D^2 \quad (2.26)$$

Sabendo que o mínimo da função custo global permite determinar o diâmetro económico, D , resulta a seguinte expressão:

$$D = 1,579 \cdot \left(\frac{\beta \cdot nb \cdot p}{c \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,143} \cdot Q^{0,43} \quad (2.27)$$

onde:

c - custo por metro de comprimento e por metro de diâmetro;

a - coeficiente de amortização (obtido por juros compostos): $a = \frac{t \cdot (1+t)^n}{(1+t)^n - 1}$;

β - coeficiente de perdas de Darcy-Weisbach, em que: $\beta = \frac{8 \cdot f}{\pi^2 \cdot g}$;

⁹ Mais à frente, neste capítulo, aborda-se a questão da velocidade com maior detalhe.

η - rendimento global do conjunto motor-bomba;
 p - custo médio do kWh;
 nb_a - número anual de horas de funcionamento;
 t - taxa de juro;
 Q - caudal (m³/s).

iv) Método da variação linear dos custos das condutas

Freire (2000) refere um método proposto por Mendiluce (1966), que parte do princípio de que o custo da conduta varia linearmente com o diâmetro da mesma, ou seja, a função do custo de investimento é dada pela expressão: $C_{cond} = c \cdot D$. A restante metodologia é em tudo idêntica à do método anterior, obtendo-se a seguinte equação para o diâmetro económico:

$$D = 1,913 \cdot \left(\frac{\beta \cdot n \cdot p}{c \cdot a \cdot \eta} \right)^{0,166} \cdot \sqrt{Q} \quad (2.28)$$

em que os parâmetros e as respetivas unidades são as mesmas indicadas para a expressão (2.27).

v) Metodologia proposta por Lencastre (2003)

A metodologia proposta por este autor admite que o custo por metro de condutas, $C_{cond}(D)$, pode ser expresso em função do diâmetro, pela seguinte equação matemática:

$$C_{cond} = c_1 + c_2 \cdot D^\alpha \quad (2.29)$$

em que c_1 , c_2 e α são coeficientes que se obtêm da análise do custo total das canalizações prontas, cujos valores se encontram definidos em função do tipo de material da conduta.

A expressão apresentada para o cálculo do diâmetro económico é a seguinte:

$$D = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot Q^\beta \quad (2.30a)$$

com:

$$\beta = \frac{3}{5,33 + \alpha} \quad (2.30b)$$

$$K_1 = [K_0]^{\beta/3} \quad (2.30c)$$

$$K_2 = \left[\frac{2,6 \times 10^5}{\alpha \cdot c_2 \cdot K_s^2} \right]^{\beta/3} \quad (2.30d)$$

$$K_3 = [p \times 10^{-3} nb_F]^{\beta/3} \quad (2.30e)$$

onde:

$$K_0 = \frac{1}{(1+t_v)^n} \cdot \frac{1}{\delta} \cdot \left(1 - \frac{1}{(1+\delta)^n} \right)$$

$$\delta = \frac{t-t_v}{1+t_v};$$

t - taxa anual de atualização;

t_v - taxa anual dos volumes a aduzir;

n - período de exploração (anos);

K_s - coeficiente de rugosidade do interior da tubagem para a fórmula de Manning-Strickler;

p - custo médio do kWh;

nb_F - período de bombeamento no final do período de projeto (h).

vi) Modelo proposto por Ramos (2005)

Este autor propôs um modelo matemático, para a determinação do diâmetro ótimo, que utiliza uma formulação em diâmetros discretos¹⁰, em que se considera para o estudo unicamente a participação de uma gama de diâmetros comerciais, onde se considera encontrar o ótimo. Nesse método, a função de custo $C_{cond}(D)$ é dada pela equação (2.29), usada no método v).

A abordagem seguida admite ainda a possibilidade de o equipamento elevatório ser substituído num ano intermédio, n_p , e a possibilidade de atualização do custo de energia através de uma taxa anual, t_E .

A expressão para o cálculo do diâmetro ótimo é a seguinte:

$$D = \left[\frac{W \cdot \Psi_1 \cdot (Q_{n_p}^N \cdot \Psi_2 + Q_n^N \cdot \Psi_3)}{c_2 \cdot \alpha} \right]^{\frac{1}{\alpha+M}} \quad (2.31a)$$

com:

$$W = \frac{9,8 \times 365}{3600 \eta} \cdot p \cdot k \cdot M \cdot \forall_0 \quad (2.31b)$$

onde:

$$\Psi_1 = \frac{C \cdot B}{C \cdot B - A}; \Psi_2 = \frac{C^{n_p} \cdot B^{n_p} - A^{n_p}}{A^{n_p}}; \Psi_3 = \frac{C^n \cdot B^n}{A^n} - \frac{C^{n_p} \cdot B^{n_p}}{A^{n_p}}$$

$$A = 1 + t; B = 1 + t_v; C = 1 + t_E$$

t - taxa anual de atualização do capital;

t_v - taxa anual de crescimento dos caudais;

c_2 e α - coeficientes para o custo por metro linear de conduta, C_{cond} (€), obtidos para a expressão (2.29), em função do material da conduta;

$Q_n = \frac{\forall_0(1+t_v)^n}{3600 nb}$ - caudal elevado no ano horizonte de projeto (m³/s);

$Q_{n_p} = \frac{\forall_0(1+t_v)^{n_p}}{3600 nb}$ - caudal elevado no ano de substituição dos grupos elevatórios (m³/s);

n - período de exploração (anos);

p - custo médio do kWh (€/kWh);

¹⁰ No Capítulo 3 deste trabalho explica-se detalhadamente a aplicação deste tipo de formulação.

V_0 - volume diário no início do estudo (m^3 /dia);

nb - número de horas diárias de bombagem;

η - rendimento do conjunto motor-bomba;

k - coeficiente de perda de carga;

M e N - constantes para o cálculo das perdas de carga para uma fórmula empírica do tipo (2.14).

vii) Fórmulas propostas por Sá Marques e Sousa (2009)

Na metodologia seguida por estes autores, relativamente aos custos de investimento, é seguida uma abordagem idêntica à do método iv), admitindo-se também uma variação linear dos custos com o diâmetro.

Nos custos de exploração anuais admite-se, por simplificação, que os custos de energia permanecem constantes ao longo de todo período de exploração.

A expressão que permite obter o diâmetro que minimiza a função custo global é a seguinte:

$$D = \left[\frac{9,8M \cdot F_a \cdot k \cdot nb_a \cdot p}{c \cdot \eta} \right]^{\frac{1}{M+1}} \cdot Q_e^{\frac{N+1}{M+1}} \quad (2.32)$$

em que:

M , N - constantes para o cálculo das perdas de carga para uma expressão empírica do tipo (2.14);

$F_a = \frac{(1+t)^n - 1}{t \cdot (1+t)^n}$ - fator de atualização num dado número de anos, n ;

k - coeficiente de perda de carga;

nb_a - número médio de horas de funcionamento das bombas por ano;

Q_e - caudal de elevação (m^3/s);

η - rendimento global do conjunto motor-bomba;

p - custo médio do kWh.

2.5.2. Aduções ramificadas

Quando os sistemas de adução, por gravidade, bombeamento ou mistos (conjugação dos dois anteriores), transportam água até vários pontos de entrega, situados a cotas distintas, está-se perante uma situação designada por adução ramificada (Sá Marques e Sousa, 2009). A existência de várias ramificações torna a otimização deste tipo de sistemas mais complexa que os sistemas simples (apenas uma conduta).

A bibliografia citada refere que a otimização deste tipo de sistemas pode ser abordada como um problema de programação linear, cujo modelo matemático se descreve em seguida.

O modelo considera que a conduta adutora é composta por vários troços, em que cada troço pode ser composto por diferentes comprimentos de diferentes diâmetros. Como variáveis de

decisão do modelo têm-se os comprimentos de cada um dos diâmetros a considerar para cada troço (comprimentos $L_{i,j}$), aos quais se adiciona a altura de elevação, no caso de se tratar de uma adutora por bombeamento.

A função objetivo do modelo define-se como sendo a função que minimiza o custo global do sistema, C_{global} , ou seja, a soma da parcela dos custos de investimento com a parcela correspondente aos custos da energia consumida atualizados:

$$C_{global} = \sum_{i=1}^{nt} \sum_{j=1}^{nd} C_j \cdot L_{i,j} + \left(\sum_{k=1}^n f_{ak} \cdot \frac{9,8Q_e}{\eta} \cdot nb_{ak} \cdot p \right) \cdot H_e \quad (2.33)$$

em que:

- nt - números de troços em que se divide a adutora;
- nd - número de diâmetros comerciais a considerar no estudo;
- n - período de vida útil da obra (anos);
- nb_{ak} - número de horas de bombeamento do ano k ;
- C_j - custo por metro linear da conduta de diâmetro j (€/m);
- $L_{i,j}$ - comprimento de conduta de diâmetro j no troço i (m);
- f_{ak} - fator de atualização do ano k ao ano 0;
- Q_e - caudal de elevação (m³/s);
- p - custo médio do kWh (€/kWh);
- H_e - altura de elevação (m).

No caso de condutas gravíticas, a função objetivo corresponde apenas aos custos de investimento, ou seja, a segunda parcela da expressão (2.33) anula-se.

A aplicação do modelo impõe ainda que sejam estabelecidas restrições, como se descreve em seguida:

- restrições de velocidade de escoamento

As velocidades deverão situar-se entre um limite mínimo e um limite máximo. Desse modo, limita-se a gama de diâmetros comerciais a considerar na aplicação do modelo, ao intervalo de valores dado pela expressão:

$$\sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot V_{máx}}} \leq D \leq \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot V_{mín}}} \quad (2.34a)$$

- restrições de pressão mínima

$$H_e + Z_0 - Z_k - \sum_{i \in S_k} \sum_{j=1}^{nd} J_{i,j} \cdot L_{i,j} \geq P_{mín k} \quad (2.34b)$$

com:

$k = 1, 2, \dots, n$ nós

Z_0 - cota topográfica da secção de montante da adutora (m);

Z_k - cota topográfica do nó k da adutora (m);

$J_{i,j}$ - perda de carga unitária da conduta de diâmetro j no troço i (m/m);

S_k - conjunto de troços que definem a adutora entre a secção de montante e o nó k ;

$P_{\min k}$ - pressão mínima no nó k (m c.a.).

- restrições de pressão máxima

$$H_e + Z_0 - Z_k \leq P_{\max k} \quad k = 1, 2, \dots, n \text{ nós} \quad (2.34c)$$

em que $P_{\max k}$ é a pressão máxima no nó k (m c.a.).

- restrições geométricas

Tem que se assegurar que o somatório dos comprimentos correspondentes a cada diâmetro, que compõem cada troço, são iguais ao comprimento do respetivo troço:

$$\sum_{j=1}^{nd} L_{i,j} = L_i \quad i = 1, 2, \dots, nt \quad (2.34d)$$

- restrições de não negatividade

Do ponto de vista hidráulico e de dimensionamento tem que se assegurar que:

$$H_e \geq 0 \quad \text{e} \quad L_{i,j} \geq 0 \quad i = 1, 2, \dots, nt; j = 1, 2, \dots, nd \quad (2.34e)$$

Não obstante este ser um método desenvolvido para dimensionar sistemas ramificados, pode também ser aplicado a sistemas adutores simples (por elevação ou gravíticos), podendo por isso considerar-se como sendo um método geral de dimensionamento ótimo.

2.5.3. Limites para a velocidade de escoamento

A velocidade de escoamento é, desde a fase de projeto, uma das principais condicionantes do dimensionamento de uma conduta. Se, por um lado, velocidades baixas favorecem a formação de depósitos e dificultam o “encaminhamento” do ar para os pontos altos, por outro, velocidades elevadas aumentam as perdas de carga, propiciam situações mais desfavoráveis de golpe de ariete, aceleram o desgaste das condutas e dos seus acessórios (juntas, válvulas, entre outros) e aumentam o ruído e as vibrações (Freire, 2000).

Em relação à velocidade mínima, na bibliografia da especialidade, existem várias recomendações: Dupon (1977 *apud* Sá Marques e Sousa, 2009) aconselha 0,5 m/s.

Quanto à velocidade máxima, V_{\max} , é geralmente aceite que esta não deve exceder 1,5 m/s. No entanto, essa consideração não é consensual e vários autores defendem, como refere Leal

(1995 *apud* Freire, 2000), que esse limite é demasiado baixo, e que o seu valor deva ser definido compatibilizando o custo da conduta com a segurança do sistema. Trifunović (2006) refere como uso padrão velocidades da ordem de 1,5 m/s para adutoras (em geral) e velocidades entre 1 e 2 m/s para adutoras em estações elevatórias. Freire (2000) cita ainda autores como Walski (1985) que sugere velocidades máximas inferiores a 2,4 m/s na hora de ponta de caudal em sistemas de abastecimento urbano e Alzamora e Tárrega (1987) que propõem velocidades máximas de 2,25 m/s.

Outros autores apresentaram recomendações para velocidades máximas de escoamento em função do diâmetro da conduta. O Quadro 2.5 resume alguns desses limites propostos.

Quadro 2.5. Limites para $V_{máx}$ em função dos diâmetros das condutas (Freire, 2000)

Diâmetro (mm)	$V_{máx}$ (m/s)	
	I	II
≤ 100	1,80	2,00
150	1,95	2,00
200	2,05	2,00
250	2,15	2,00
300	2,25	2,10
350	2,30	2,20
400	2,50	2,30
450	2,85	2,40
500	2,85	2,50
600	3,10	2,60
700	-	2,70
800	-	2,80
900	-	2,90
> 1000	-	$2 + D$

I – valores recomendados por Clement e Gallant (1986) e Formiga (1999); II – valores recomendados por Granados (1990).

2.6. Órgãos de Manobra e Segurança

Os órgãos de manobra e segurança referem-se aos dispositivos necessários para um correto funcionamento das condutas adutoras ao longo da sua exploração (operação e manutenção). Em regime permanente, os órgãos de manobra resumem-se aos seguintes:

- válvulas de seccionamento;
- válvulas de retenção;
- ventosas;
- descargas de fundo;
- dispositivos redutores de pressão;

- maciços de amarração e de ancoragem.

Em seguida faz-se uma breve explicação sobre o funcionamento dos dispositivos mais relevantes atendendo aos objetivos deste trabalho.

2.6.1. Válvulas de seccionamento

Estas válvulas permitem o seccionamento ou isolamento de condutas em troços, para evitar que se tenha que encher ou esvaziar grandes extensões da mesma e para proceder à substituição/reparação de condutas (Grilo, 2007). Devem ser instaladas no início e no fim de condutas, a montante e jusante de ventosas e ao longo de extensos comprimentos de condutas.

Existem, fundamentalmente, dois tipos: de cunha e de borboleta. As primeiras, para além de serem robustas, permitem manobras lentas de aberturas ou de fecho. Como desvantagem, a sua abertura torna-se difícil quando ocorrem pressões significativamente diferentes entre as suas faces, sendo aconselhável nessas situações a instalação de um “*by-pass*”. As válvulas de borboleta são mais frequentes em condutas adutoras de grandes diâmetros pelo facto de, relativamente às de cunha, ocuparem menos espaço, não necessitarem de “*by-pass*” para compensação da diferença de pressões e por serem mais facilmente manobráveis (Sá Marques e Sousa, 2009).

2.6.2. Válvulas de retenção

Estas válvulas permitem que o escoamento se processe apenas num único sentido. Um escoamento no sentido oposto ao pretendido faz com que a válvula feche e só volte a abrir quando o sentido normal de escoamento for restabelecido. Instalam-se essencialmente em sistemas elevatórios, nomeadamente a jusante das bombas para evitar o refluxo do escoamento (e.g., provocado por paragens programadas, pela não necessidade de elevação, ou por avaria/falta de energia) (Trifunović, 2006).

2.6.3. Ventosas

São um tipo especial de válvula que tem como função permitir a saída de ar sempre que este se acumule nas condutas, e/ou entrada de ar quando é necessário esvaziar as mesmas ou quando ocorre uma fuga devido a rotura, evitando, no entanto, a saída de água (Lencastre, 2003).

O ar aprisionado no interior das condutas é altamente prejudicial, na medida em que perturba o normal escoamento da água (originando perdas de carga), podendo provocar fenómenos de cavitação (pressão inferior à tensão de vapor) e assim danificar as condutas. A presença de bolsas de ar no interior de condutas elevatórias pode, inclusive, provocar problemas de choque hidráulico.

A instalação destes dispositivos deve ser feita em todos os locais onde possa ocorrer acumulação de ar, que segundo Lencastre (2003) e Sá Marques e Sousa (2009), são os seguintes:

- nos pontos altos onde haja mudança de inclinação da conduta;
- nas secções a montante de válvulas de seccionamento localizadas em troços ascendentes da conduta;
- nas secções a jusante de válvulas de seccionamento localizadas em troços descendentes da conduta;
- nos troços descendentes ou ascendentes onde haja uma variação brusca crescente da inclinação;
- a montante de reduções de diâmetro;
- no início e no fim de troços horizontais.

Existem três tipos de ventosas: de efeito simples, duplo e triplo. As ventosas de efeito simples permitem a expulsão de pequenos volumes de ar, que se vão libertando durante o funcionamento em regime permanente. As de duplo efeito destinam-se à entrada ou saída de grandes volumes de ar da conduta para facilitar o esvaziamento e enchimento da mesma, respetivamente. As ventosas que acumulem as funções atrás referidas designam-se por ventosas de triplo efeito (Lencastre, 2003).

2.6.4. Válvulas de descarga ou descargas de fundo

Têm como finalidade permitir o esvaziamento completo da conduta ou de troços entre válvulas de seccionamento, sempre que necessário (avaria, manutenção e operação). Estas válvulas devem ser colocadas em todos os pontos baixos da rede e a jusante ou montante de válvulas de seccionamento mediante se trate de troços ascendentes ou descendentes, respetivamente.

2.6.5. Dispositivos redutores de pressão

Estes dispositivos dividem-se, essencialmente, em dois grupos: as válvulas redutoras de pressão e as câmaras de perda de carga.

As válvulas redutoras de pressão (VRP) destinam-se a limitar a pressão a jusante, das mesmas, a um determinado valor pré-estabelecido. Para tal, estas válvulas provocam perdas de carga localizadas no escoamento, em função das condições existentes. As válvulas redutoras de pressão incluem uma válvula piloto (pequeno redutor de carga) que se fechará ou abrirá sempre que a pressão a jusante da válvula redutora de pressão suba ou desça, respetivamente, de um determinado valor máximo pré-definido, corrigindo assim o valor da pressão a jusante (Sá Marques e Sousa, 2009).

Uma vez que a adaptação a diferentes condições de escoamento leva algum tempo a ser conseguida, o uso destas válvulas, particularmente em situações em que possam ocorrer transitórios hidráulicos com alguma frequência, deve ser restringido aos casos em que não se possa anular a pressão no ponto da sua instalação. Nessa situação dever-se-ão usar câmaras de perda de carga, que não são mais do que pequenos reservatórios intermédios onde parte da energia é dissipada à entrada, sob a forma de perda de carga localizada, e a restante é transformada em energia potencial. Estas câmaras usam-se, normalmente, em escoamentos por gravidade em que haja desníveis excessivos (Sá Marques e Sousa, 2009).

3. FÓRMULA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

No presente capítulo pretende-se deduzir uma nova expressão para determinar o diâmetro económico de um sistema de adução simples¹¹, numa fase de pré-dimensionamento, mais ajustada à realidade económica atual. Com esse intuito, a abordagem preconizada neste trabalho pretende analisar diferentes aspetos, inerentes ao dimensionamento, fundamentais para uma rigorosa contabilização do custo global de uma adutora, propondo metodologias mais rigorosas para o cálculo de alguns parâmetros envolvidos, relativamente a outras metodologias.

Com efeito, ao longo deste capítulo, atendendo à realidade atual, define-se uma função de custo que permita estimar com rigor os custos de investimento e, relativamente aos custos de exploração, sugerem-se novas metodologias para definir criteriosamente o rendimento a atribuir ao conjunto motor-bomba, o número médio de horas diárias de bombeamento, o número máximo de horas diárias de bombeamento económico e como calcular os custos da energia elétrica.

No fim, a solução obtida para o diâmetro económico pela expressão apresentada é comparada com a obtida por outras metodologias de modo a validar e aferir a qualidade da aproximação obtida.

3.1. Custos de Investimento

Pelas razões referidas no Capítulo 2 sobre o tema, no que concerne aos custos de primeiro investimento apenas se vão considerar os custos associados à construção da conduta, em particular, das condutas enterradas.

O custo das condutas é influenciado por diversos fatores, dos quais, citando Ramos (2005), se destacam (...) *o diâmetro, o material, a pressão de serviço, a necessidade de arranque e reposição do pavimento, a natureza do terreno (...), bem como a quantidade de acessórios que são necessários.*

A escolha do material da conduta é, desde logo, uma das primeiras decisões a tomar aquando da quantificação dos custos envolvidos. Sousa (2006) refere que a decisão desta escolha, em sistemas de abastecimento de água, não deve ser fundamentada exclusivamente em razões de índole económica, devendo também ter em conta o caráter técnico e funcional da conduta de modo a que a médio ou longo prazo não se agrave a complexidade de operação do sistema

¹¹ Neste trabalho, adução simples refere-se a sistemas de adução por bombeamento com uma única conduta.

(aumento dos custos de exploração), comprometa o seu funcionamento ou até seja diminuída a longevidade do mesmo. Desse modo, a escolha do material a usar, além das questões económicas, deve ter em conta os seguintes aspetos (Ramos, 2005; Sousa, 2006):

- condições de serviço (e.g., pressões em regime permanente e variável, condições geotécnicas físicas e mecânicas, características químicas da água, características físicas e químicas do solo);
- disponibilidade de material, de mão de obra qualificada e de compatibilidade entre os acessórios disponíveis;
- propriedades das tubagens (e.g., tensões, ductilidade, resistência à corrosão, rugosidade do material).

Neste trabalho optou-se por analisar custos para os três tipos de material atualmente mais usados em condutas adutoras, respetivamente, o PVC, o PEAD e o Ferro Fundido dúctil (FFd).

Como já foi referido no capítulo anterior, os custos de implantação/construção de condutas envolvem não só os custos da própria tubagem como também os custos de todos os trabalhos necessários para a sua correta colocação no terreno. Sousa (2006) define que o custo unitário da uma conduta enterrada, correspondente à sua colocação no terreno, deve incluir o cômputo dos seguintes custos parcelares:

- levantamento do pavimento;
- escavação do solo da vala;
- preparação do leito de assentamento da conduta;
- fornecimento, montagem e implantação da conduta na vala, incluindo os acessórios necessários (curvas, cotovelos, tês, forquilhas, cruzetas, redutores, ...) e os órgãos de manobra e segurança (válvulas, ventosas, descargas de fundo, ...);
- colocação da camada de envolvimento à conduta;
- preenchimento da parte restante da vala;
- transporte dos materiais sobrantes a vazadouro;
- reposição do pavimento.

Os custos anteriores dependem necessariamente do diâmetro da conduta, da geometria da vala e do tipo de solo e pavimento do local (Sousa, 2006). Desse modo, na análise apresentada vão ser definidos, para vários diâmetros comerciais, custos unitários respeitantes às diferentes parcelas envolvidas, tendo por base uma geometria de vala tipo.

Os custos unitários, segundo Sousa (2006), podem ser implementados em modelos de otimização considerando que o diâmetro é uma grandeza contínua (situação irreal) ou é uma grandeza discreta (situação real). Neste trabalho optou-se pela segunda abordagem, ou seja, utilizando uma formulação em diâmetros discretos em que se considera apenas para o estudo uma gama de diâmetros onde se supõe encontrar o ótimo.

A abordagem preconizada procura definir uma função de custo discreta, $C_{cond-d}(D)$, ou seja, em que a cada valor de diâmetro corresponderá um determinado custo unitário. A quantificação dos diferentes custos unitários envolvidos segue a metodologia desenvolvida por Sousa (2006) para condutas distribuidoras, introduzindo algumas alterações¹², adaptando-a dessa forma à realidade as condutas adutoras.

Dada a natureza distinta dos diversos custos a contabilizar, optou-se por dividir os mesmos em dois grupos, respetivamente, custos de implantação e custos dos órgãos de manobra e segurança, como se apresenta de seguida.

3.1.1. Custos de implantação da conduta

Os custos de implantação da conduta dizem respeito aos custos associados aos movimentos de terras (incluindo os custos do pavimento) e aos custos relativos ao fornecimento e colocação em vala da conduta, incluindo todos os acessórios necessários.

Para a quantificação dos custos unitários por metro de conduta, usou-se a vala tipo apresentada na Figura 3.1, cujas grandezas apresentadas têm os seguintes significados:

- Sl - sobrelargura do pavimento;
- Ep - espessura do pavimento;
- De - diâmetro externo da conduta;
- Es - espessura de envolvimento superior à conduta;
- Ei - espessura de envolvimento inferior à conduta;
- Rec - recobrimento da conduta;
- β - inclinação dos paramentos da vala;
- Lb - largura da vala ao nível da base.

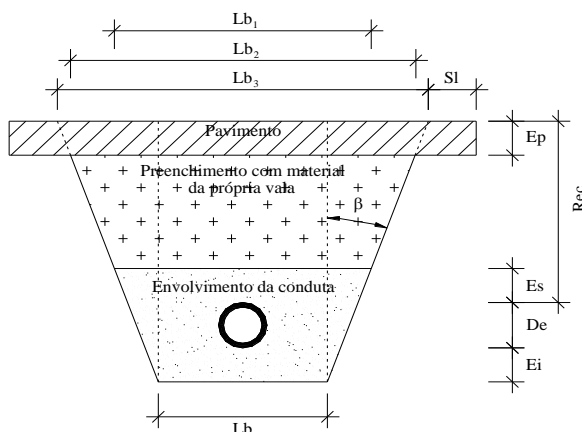


Figura 3.1. Desenho de vala tipo (Sousa, 2006)

¹² As alterações introduzidas resumem-se aos materiais da conduta, à gama de diâmetros abrangidos e aos órgãos de manobra e segurança considerados.

Sousa (2006) define as grandezas auxiliares anteriores, da seguinte forma:

- largura ao nível da base (RGSPDADAR), Lb :

$$Lb = \begin{cases} De + 0,50 \text{ m, se } De \leq 0,50 \text{ m} \\ De + 0,70 \text{ m, se } De > 0,50 \text{ m} \end{cases} \quad (3.1)$$

- largura da base ao nível da interface entre o envolvimento da conduta e o preenchimento da vala, Lb_1 :

$$Lb_1 = Lb + 2 \cdot (Es + De + Ei) \cdot tg\beta \quad (3.2)$$

- largura da vala ao nível da interface entre o preenchimento da vala e a superfície inferior do pavimento, Lb_2 :

$$Lb_2 = Lb + 2 \cdot (Re\ c - Ep + De + Ei) \cdot tg\beta \quad (3.3)$$

- largura da vala ao nível da face superior do pavimento, Lb_3 :

$$Lb_3 = Lb + 2 \cdot (Re\ c + De + Ei) \cdot tg\beta \quad (3.4)$$

- área do pavimento a levantar e repor, A_{pav} (m^2/m):

$$A_{pav} = Lb_3 + 2 \cdot Sl \quad (3.5)$$

- volume de escavação, V_{esc} (m^3):

$$V_{esc} = \frac{Lb + Lb_2}{2} \cdot (Re\ c - Ep + De + Ei) \quad (3.6)$$

- volume de material necessário para o envolvimento da conduta, V_{env} (m^3):

$$V_{env} = \frac{Lb + Lb_1}{2} \cdot (Es + De + Ei) - \frac{\pi \cdot De^2}{4} \quad (3.7)$$

- volume do preenchimento da vala, V_{pre} (m^3):

$$V_{pre} = \frac{Lb_1 + Lb_2}{2} \cdot (Re\ c - Ep - Es) \quad (3.8)$$

Por fim, o material de solo sobranete a transportar a vazadouro, V_{sobr} (m^3), considerando um coeficiente de empolamento de C_{emp} , é dado por:

$$V_{sobr} = (1 + C_{emp}) \cdot \left(\frac{Lb + Lb_1}{2} \cdot (Es + De + Ei) \right) \quad (3.9)$$

Caso o material da própria vala possa servir de envolvimento à conduta, V_{sobr} é dado por:

$$V_{sobr} = (1 + C_{emp}) \cdot \left(\frac{\pi \cdot De^2}{4} \right) \quad (3.10)$$

O custo total de implantação por metro de conduta, C_{imp-d} , é calculado através da soma das quantidades anteriores multiplicadas pelos respetivos custos unitários adicionando-se o custo da própria conduta, como se indica em seguida:

$$C_{imp-d} = A_{pav} \cdot Cu_{pav} + V_{esc} \cdot Cu_{esc} + V_{env} \cdot Cu_{env} + V_{pre} \cdot Cu_{pre} + V_{sobr} \cdot Cu_{sobr} + Cu_{cond} \quad (3.11)$$

em que:

Cu_{pav} - custo unitário de levantamento e reposição do pavimento (€/m²);

Cu_{esc} - custo unitário de escavação da vala (€/m³);

Cu_{env} - custo unitário de fornecimento/preparação e colocação do material de envolvimento da conduta (€/m³);

Cu_{pre} - custo unitário de preparação e colocação do material para preenchimento da vala (€/m³);

Cu_{sobr} - custo unitário do transporte dos materiais sobranes a vazadouro (€/m³);

Cu_{cond} - custo unitário de fornecimento e implantação da conduta incluindo os acessórios necessários para a sua montagem (€/m).

De referir que, nesta abordagem, é admitido que na reposição do material escavado se consegue atingir o grau de compactação existente *a priori*.

Quanto aos valores considerados para os diferentes custos, no que se refere aos movimentos de terras (incluindo o pavimento) usaram-se valores retirados de diversas empreitadas e para os custos relativos ao fornecimento e colocação da conduta usaram-se unicamente os valores dos preços de catálogo do tubo. Esta última simplificação deveu-se ao facto de haver uma enorme disparidade nos vários preços consultados de empreitadas, tendo-se observado, para os materiais em estudo, diversos valores em propostas finais apresentadas inferiores ao preço do tubo em catálogo, o que se pode justificar pelo facto de o empreiteiro consegue na compra da tubagem poder cobrir os custos de mão-de-obra. A título de exemplo, Ramos (2005), numa análise semelhante à efetuada neste trabalho, já havia considerado a mesma simplificação, referindo que os descontos que os fornecedores efetuam aos seus clientes são, frequentemente, da ordem dos 40% a 50%.

De referir, ainda, que apenas se contabilizaram custos das seguintes classes de resistência: PVC-U PN10; PEAD PE100 PN10 e PN16; FFd série K9. Os diâmetros comerciais abrangidos no estudo foram desde o Ø63 até ao Ø400, nos plásticos, e desde o Ø80 até ao Ø400, no ferro fundido.

3.1.2. Custos dos órgãos de manobra e segurança

Para os custos relativos aos órgãos de manobra e segurança das adutoras elevatórias, consideraram-se os custos unitários por metro de conduta das válvulas¹³ (C_{valv-d}), ventosas (C_{vent-d}) e descargas de fundo (C_{desc-d}).

¹³ Nesta abordagem, as válvulas referem-se somente a válvulas de seccionamento.

Os custos totais, por metro de conduta, da parcela respeitante aos órgãos de manobra e segurança, C_{oms-d} , são dados por:

$$C_{oms-d} = C_{valv-d} + C_{vent-d} + C_{desc-d} \quad (3.12)$$

O custo unitário dos órgãos de manobra e segurança anteriormente referido foi calculado admitindo os seguintes critérios de localização e espaçamento entre órgãos do mesmo tipo:

- as ventosas são instaladas no interior de um marco de ventosa, ligado à conduta por um ramal próprio, espaçadas de 1 000 m ao longo da conduta;
- as descargas de fundo são instaladas no interior de uma câmara em betão, ligada à conduta por um ramal próprio, espaçadas de 1 000 m ao longo da conduta;
- as válvulas são colocadas nos ramais das ventosas e das descargas de fundo e na conduta a montante e a jusante dos tês para união dos ramais das ventosas e das descargas de fundo.

Para a instalação das ventosas e das descargas de fundo nas condutas, consideraram-se acessórios (tês, juntas, cones de redução, etc.) compatíveis com os materiais escolhidos, respetivas classes de resistência e diâmetros considerados para as mesmas. No Anexo 3.1 apresentam-se os pormenores dos esquemas tipo de instalação das ventosas e descargas de fundo para as condutas de FFd.

3.1.3. Expressões para as funções de custo

O total dos custos de investimento, por metro de conduta, resulta da soma dos custos de implantação da conduta com os custos de implantação dos órgãos de manobra e segurança:

$$C_{cond-d} = C_{imp-d} + C_{oms-d} \quad (3.13)$$

Os valores dos custos unitários globais para cada diâmetro comercial dos três materiais em análise encontram-se no Anexo 3.2.

A partir dos custos globais por metro linear de conduta para os diferentes diâmetros comerciais considerados, é possível obter, por via de uma análise de regressão não linear, uma função aproximada para os custos unitários. Optou-se por aproximar os custos através de uma expressão do tipo exponencial:

$$C_{cond-d} = a \cdot e^{b \cdot D} \quad (3.14)$$

em que C_{cond-d} representa o custo global unitário da conduta (€/m), a e b são os coeficientes da aproximação e D é o diâmetro comercial (m).

Para o cálculo dos parâmetros a e b aplicou-se o método dos mínimos quadrados, usando os custos globais unitários apresentados no Anexo 3.2. A Figura 3.2 apresenta as aproximações obtidas para as funções de custo do PEAD, PVC e FFd e o Quadro 3.1 indica os coeficientes a e b determinados e o respetivo erro máximo absoluto para os diferentes materiais.

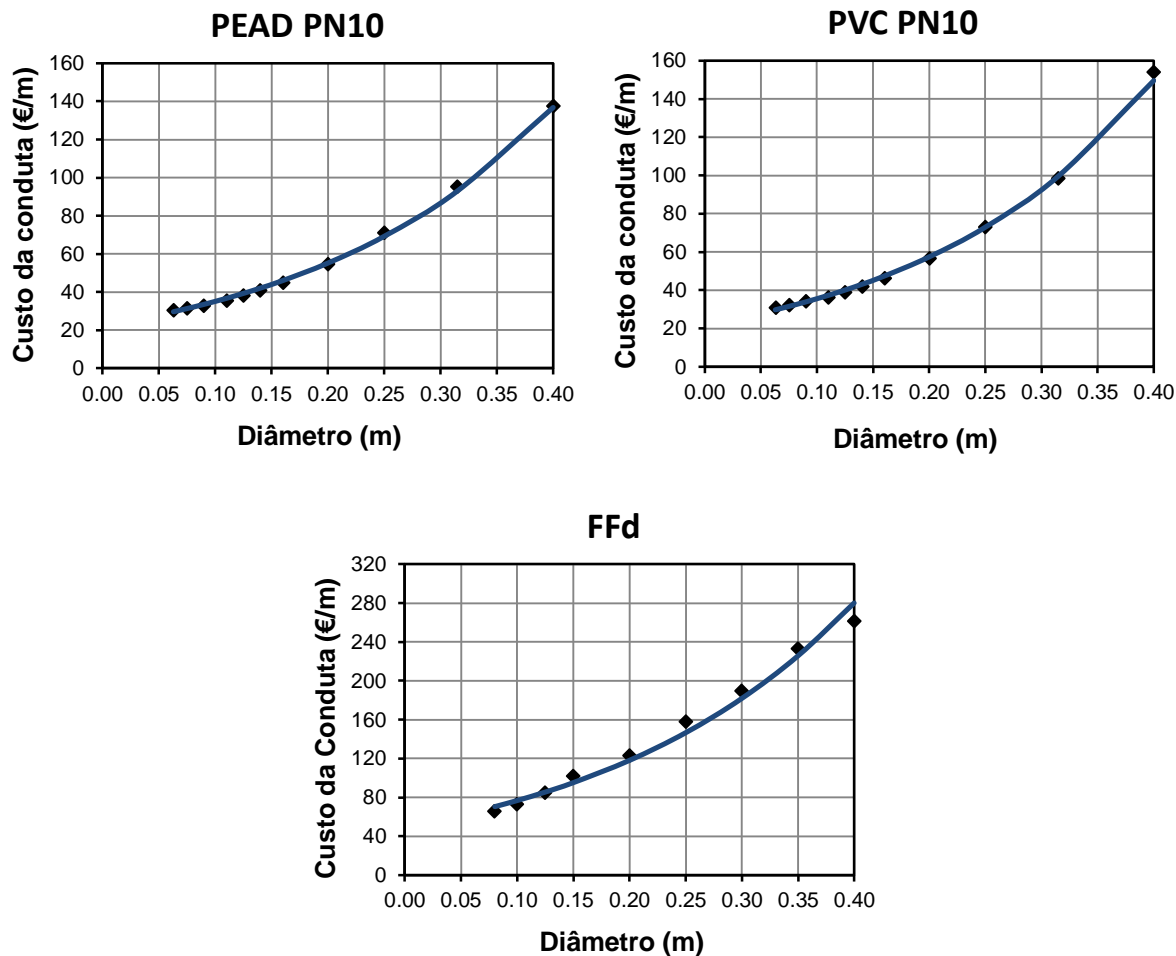


Figura 3.2. Custos de investimento para o PEAD, PVC e FFd

Quadro 3.1. Coeficientes para funções de custo do tipo exponencial

Material	a	b	erro máximo
PVC PN10	22,117	4,778	3,5%
PEAD PN10	22,161	4,553	2,9%
FFd	49,661	4,324	7,2%

No Anexo 3.2, Figura A.3.2.1, apresenta-se a aproximação obtida para a função de custo do PEAD PN16 e os respetivos coeficientes a e b .

Da Figura 3.2 observa-se que os custos unitários do PVC e PEAD são muito semelhantes, pelo que se poderá assumir, sem grande erro, que uma ou outra função podem representar os custos unitários dos plásticos em geral (para a classe de 1,0 MPa). Já os custos do FFd, na gama de diâmetros analisada, são substancialmente superiores (aproximadamente o dobro) aos do PEAD e PVC. Note-se, no entanto, que o FFd (K9) suporta pressões da ordem dos 4,0

a 5,0 MPa¹⁴ - muito superiores às do PVC e do PEAD analisados, cuja aplicação em adutoras está limitada a alturas totais de elevação nunca superiores a 100 m.

3.2. Custos de Exploração

Para o estudo económico de adutoras elevatórias, os custos anuais de exploração podem ser considerados iguais aos custos anuais de energia, dados pela expressão (2.18). Os custos de energia dependem, por sua vez, da potência do grupo motor-bomba, P , dada pela expressão (2.19). Atendendo aos diversos parâmetros envolvidos em ambas as expressões, apenas é conhecido, regra geral, a altura geométrica de elevação, H_g , e o caudal de elevação, Q_e . Desse modo, para calcular os custos de energia é necessário estimar as restantes variáveis. Em seguida, propõem-se metodologias que procuram de uma forma rigorosa, próxima da realidade tanto quanto possível, estimar os parâmetros desconhecidos.

3.2.1. Rendimento motor-bomba

No processo de dimensionamento de uma adutora, é corrente atribuir-se, sem grande rigor, uma determinada estimativa para o valor do rendimento global do conjunto motor-bomba, η , das bombas hidráulicas que compõem a estação elevatória (EE). Desse modo, nesta secção propõe-se uma metodologia que permita estimar com algum critério o valor de η .

Antes de se passar à exposição da metodologia, faz-se primeiro um breve resumo sobre as bombas hidráulicas usadas em sistemas elevatórios de SAA, particularizando o tipo usado neste trabalho.

3.2.1.1. Bombas hidráulicas

As bombas hidráulicas destinam-se a transmitir energia ao escoamento, por via da transformação da energia elétrica em energia mecânica (Almeida, 2010).

Nos SAA, regra geral, usam-se bombas centrífugas (Regis, 2010). Uma bomba é denominada centrífuga quando a direção do escoamento à saída é perpendicular ao eixo de rotação da hélice e são classificadas da seguinte forma (Grundfos, 2006): em função do número de impulsores (de um andar ou múltiplos andares); em função do sentido de rotação (sentido direto ou sentido retrógrado); e em função da posição do eixo (horizontal, vertical ou inclinado).

Os principais componentes de uma bomba centrífuga resumem-se aos seguintes (Grundfos, 2006; Regis, 2010): corpo da bomba; motor elétrico; propulsor ou rotor (também designado por impulsor); veios condutores; sistema de refrigeração e sistema de lubrificação.

¹⁴ Pressão do teste hidrostático (pela norma ISO 2531), indicada pelo Catálogo Saint-Gobain Canalização 2011.

As bombas podem ainda designar-se por bombas de velocidade fixa ou variável. Nas primeiras a velocidade de rotação do rotor permanece constante, enquanto que nas segundas o rotor pode funcionar a velocidades distintas conforme as necessidades. Neste trabalho apenas vão ser abordadas as bombas de velocidade fixa.

Estes grupos de bombeamento, à semelhança de outros sistemas eletromecânicos, apresentam perdas (Regis, 2010 refere perdas nos núcleos, mecânicas, por efeito Joule e suplementares), o que leva a que os rendimentos do motor e da bomba sejam inferiores à unidade.

O funcionamento das bombas depende tanto das características da própria bomba como das características do sistema instalado. O sistema pode ser caracterizado por uma curva, designada curva do sistema, que traduz, para cada caudal (m^3/s), a altura de elevação ou energia necessária (H_s - m) para a instalação e pode ser traduzida pela seguinte equação (Grundfos, 2006; Sousa, 2006):

$$H_s = H_g + K Q^n \quad (3.15)$$

onde H_g representa a altura geométrica de elevação (m) e K e n são coeficientes que dependem da lei de resistência adotada.

O funcionamento das bombas é definido por um conjunto de curvas, designadas curvas características da bomba e fornecidas pelo fabricante, das quais se destacam três: curva das alturas manométricas, $H_m = H(Q)$; curva dos rendimentos, $\eta_B = \eta(Q)$; e curva das potências absorvidas, $P_B = P(Q)$. Existe ainda uma quarta curva, a curva do NPSH¹⁵, mas que está fora do âmbito pretendido neste trabalho.

Numa EE, existe habitualmente mais do que uma bomba, sendo que a decisão do número de bombas a usar depende de vários fatores, como por exemplo: as necessidades em termos de caudal e altura de elevação, o equipamento disponível no mercado e o custo. Na operação de grupos múltiplos elevatórios é comum associarem-se os mesmos em paralelo, pelo que as curvas de funcionamento da associação das bombas corresponderão, nessa situação, à soma do caudal elevado por cada bomba, para a mesma altura de elevação (Trifunović, 2006).

Em termos de seleção das bombas, a mesma deve atender ao ponto de funcionamento pretendido que é obtido pela intersecção da curva do sistema (3.15) com a curva da bomba ($H_m = H(Q)$). Para que as bombas funcionem com bons rendimentos, estas não deverão funcionar com caudais muito superiores ao caudal ao qual corresponde o maior rendimento. Desse modo, as bombas deverão funcionar em zonas de bom funcionamento, em geral definidas pelos fabricantes, o que significa que o ponto de funcionamento deve situar-se nessa mesma zona e o mais próximo possível do local de rendimento máximo (Grundfos, 2006).

¹⁵ Acrónimo do termo inglês *Net Positive Suction Head*.

3.2.1.2. Metodologia para a definição do rendimento do motor-bomba

A metodologia que se apresenta em seguida propõe que se estime o valor do rendimento global do grupo motor-bomba através de uma expressão que o relacione com uma ou mais grandezas que sejam conhecidas à partida.

Para tal, partindo de valores de bombas de catálogo, fez-se um estudo para observar como variava η para uma determinada gama de caudais de elevação, Q_e , e alturas totais de elevação, H_e . Desse modo, escolheram-se as bombas¹⁶ que apresentavam maior η para diversos pontos de funcionamento, definidos para caudais de elevação entre os 25 e os 1 000 m³/h e para alturas de elevação entre 15 e 200 m. Os dados recolhidos encontram-se no Anexo 3.3.

Traçando os gráficos de η em função de Q_e e η em função de H_e (Figura 3.3), observa-se a relação existente entre os diferentes parâmetros com o rendimento.

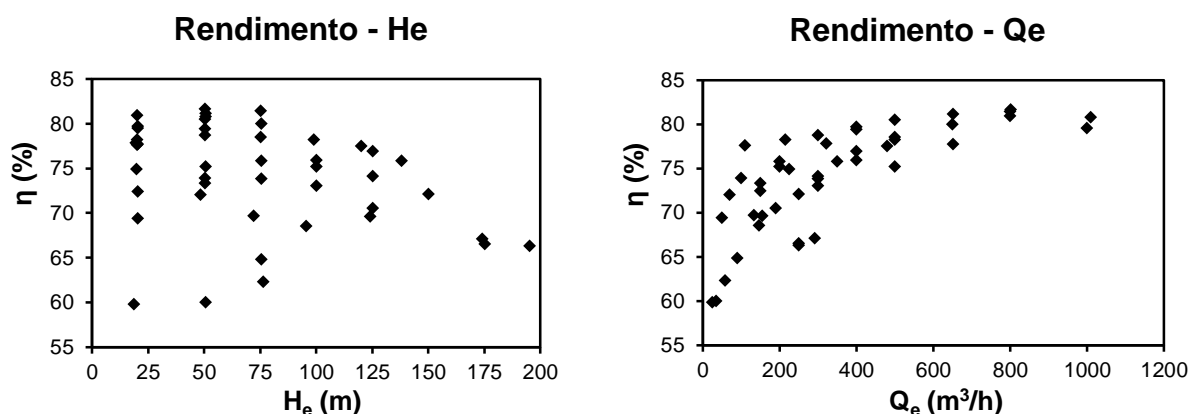


Figura 3.3. Gráficos obtidos para o rendimento do grupo em função do caudal elevado e da altura total elevada

Embora a relação entre H_e e η não seja tão clara como a que existe entre Q_e e η , verificou-se que a explicação do rendimento considerando apenas o caudal não assegurava um coeficiente de determinação (R^2) aceitável, pelo que se consideraram ambos os parâmetros. Procurou-se então definir η através de uma técnica de regressão não linear, através duma expressão matemática do tipo:

$$\eta = A \cdot Q_e^B \cdot H_e^C \quad (3.16a)$$

em que A , B e C são os coeficientes do modelo de regressão.

Aplicando o método dos mínimos quadrados determinaram-se os parâmetros A , B e C , que substituídos na expressão (3.16a) resultam na seguinte expressão para o cálculo de η :

¹⁶ No contexto de sistemas de abastecimento de água, escolheram-se bombas centrífugas de eixo horizontal (tipo NBG), de velocidade fixa, do catálogo da Grunfos – WebCAPS.

$$\eta = 50,667 \cdot Q_e^{0,086} \cdot H_e^{-0,024} \quad (3.16b)$$

onde Q_e é o caudal a bombear (m^3/h) e H_e a altura de elevação (m).

A expressão final obtida apresenta, relativamente aos dados recolhidos, um erro médio de 2,3% e um erro máximo de 6,9%, para valores de rendimento do grupo que variam entre os 60% e os 85%.

Para estimar o rendimento do grupo aplicando a expressão (3.16b), é necessário conhecer primeiramente o caudal a bombear e a altura de elevação. De acordo com o exposto na secção 2.5, o caudal a bombear depende do horizonte de projeto, do volume diário a transportar, \forall , e do período diário de adução, nb .

Considerando um horizonte de projeto de 40 anos, habitualmente, são considerados dois períodos¹⁷ de projeto, primeiros 20 anos e segundos 20 anos, o que implica que se estimem dois caudais distintos¹⁸, em função das tendências de crescimento dos consumos previstos (situação mais comum). Em cada período, \forall corresponde ao caudal de ponta¹⁹ diário total do respetivo ano horizonte, $Q_{pd,total}$, que é determinado pela soma do caudal referente a todos os consumos existentes na rede a abastecer (domésticos, indústria, turismo, etc.), $Q_{pd,consumos}$, com o caudal de perdas e fugas, Q_{perdas} , ou seja:

$$\forall = Q_{pd,total} = Q_{pd,consumos} + Q_{perdas} \quad (3.17)$$

em que $Q_{pd,consumos}$ e Q_{perdas} são ambos valores habitualmente conhecidos²⁰.

O período diário de adução, ou bombeamento, nb , é geralmente fixado em períodos (máximos) que variam entre as 16 e as 20 horas, pelo que o caudal diário a elevar, Q_e , para cada período de projeto, calcula-se substituindo a equação (3.17) na equação (2.20).

A altura total de elevação, H_e , é dada pela expressão (2.21) e depende da altura geométrica de elevação, H_g , e das perdas de carga, ΔH . A altura geométrica corresponde ao desnível geométrico existente entre a captação (ou superfície livre do reservatório de montante da estação elevatória, caso exista) e o nível de entrega, que são ambos valores conhecidos à

¹⁷ Normalmente, os equipamentos eletromecânicos, como as bombas, têm um período de vida útil de 20 anos, enquanto as condutas têm, geralmente, 40 anos.

¹⁸ Em certos sistemas, como por exemplo, empreendimentos de rega, industriais ou sistemas de abastecimento a pequenas povoações rurais (Lencastre, 2003), podem não ser previstas variações de consumos ao longo do período de exploração. Logo, nesses casos haverá apenas um caudal de elevação a definir.

¹⁹ Como se referiu na secção 2.5, o volume diário a transportar é geralmente fixado para o dia de maior consumo, mas tal consideração deve ser tomada em conjunto com os custos associados ao sistema de armazenamento. Ao longo deste trabalho assume-se sempre que $\forall = Q_{pd}$.

²⁰ O caudal de fugas e perdas é inicialmente estimado como sendo uma percentagem do caudal médio diário (população e outros consumos).

partida. Relativamente à parcela das perdas de carga, desprezando as perdas de carga localizadas, e não sendo necessário um grande rigor, esta pode ser calculada pela fórmula de Hazen-Williams ou por fórmulas monómicas (e.g., Scimemi). Como em ambas as fórmulas é necessário conhecer o diâmetro (incógnita do problema), para aplicar a expressão (3.16b), as perdas de carga podem ser estimadas arbitrando uma perda de carga unitária, J , de 5 m/km de conduta²¹, ou podem, no limite, desprezar-se, assumindo-se então que $H_e = H_g$, condição que apesar de irrealista, neste caso, não origina grandes desvios no cálculo de η , já que o “peso” de H_e na expressão em causa é muito inferior ao de Q_e .

3.2.2. Número médio de horas diárias de bombeamento

Conforme foi referido no capítulo 2, os sistemas elevatórios são, em geral, dimensionados para um número de horas de funcionamento diário fixado entre as 16 e as 20 horas (podendo no limite atingir as 24 horas). No entanto, esse valor corresponde a elevar o caudal de ponta diário do ano horizonte, ou seja, é o número máximo de horas de bombeamento, $nb_{máx}$, que, em teoria, só deverá ocorrer no dia de maior consumo do ano horizonte de projeto. Portanto, na quantificação dos custos de energia consumida pelo sistema para um determinado ano de exploração, ao se considerar $nb_{máx}$ incorre-se num sobredimensionamento dos consumos diários que levam ao aumento da potência consumida e, consequentemente, dos custos de energia.

Como em sistemas de abastecimento de água os diagramas de consumos diários não diferem muito significativamente nos diferentes dias ao longo de um ano, importa então definir um número médio diário de horas de bombeamento, $nb_{méd}$, situação que equivale a elevar diariamente o caudal médio diário, Q_{md} , e que se aproxima mais da realidade.

De acordo com o que se referiu anteriormente, para tentar avaliar nb elaborou-se um problema prático, numa folha de cálculo do programa Excel, com os seguintes dados:

- período de exploração, $n = 40$ anos;
- número máximo de horas diárias de elevação, $nb_{máx,t}$: desde 16 até 24 horas (9 horários, t , possíveis);
- fator de ponta diário, $f_{pd} = 1,5$;
- caudal de perdas de água, $Q_{perdas} = 20\%$ do caudal médio diário, Q_{md} ;
- lei de crescimento da capitação: aritmética.

²¹ Assumindo que a velocidade económica de escoamento é próxima de 1 m/s (situação que, embora pouco conservadora, se admite perfeitamente nesta fase), a perda de carga correspondente é, aproximadamente, de 5 m/km de conduta.

As variáveis do problema são a população inicial, P_0 , e capitação inicial, C_0 , e as respetivas taxas anuais de crescimento, t_p e t_c . Consideraram-se duas possibilidades para a lei de crescimento da população: crescimento aritmético ou geométrico.

Na análise seguida assumiu-se que as bombas têm um período de operação de 20 anos, havendo então que considerar dois horizontes de projeto: ano 20 e ano 40.

Para cada ano de exploração, i , o número médio de horas diárias de bombeamento, nb_i , é dado por:

$$nb_i = \frac{1}{2} \cdot \frac{(Q_{md,i} + Q_{perdas,i}) + (Q_{md,i-1} + Q_{perdas,i-1})}{Q_e} \quad i = 1, 2, \dots, 40. \quad (3.18)$$

em que:

$Q_{md} = C \times 10^{-3} \cdot P$ - caudal médio diário (m³/dia);

Q_{perdas} - caudal perdas e fugas (m³/dia);

C - capitação (l/hab/dia);

Q_e - caudal a elevar (m³/h).

Atendendo a que o caudal de ponta diário (m³/dia) é dado pela expressão:

$$Q_{pd} = f_{pd} \cdot Q_{md} + Q_{perdas} \quad (3.19)$$

O número médio de horas diárias de bombeamento, nb , a considerar para a estação elevatória, é dado pela média de todos os nb_i ao longo dos 40 anos de projeto, ou seja:

$$nb = \frac{1}{40} \cdot \sum_{i=1}^{40} nb_i \quad (3.20)$$

Através da folha de cálculo procurou-se obter uma relação linear do tipo:

$$nb = A \cdot nb_{m\acute{a}x} + B \quad (3.21)$$

em que A e B são os parâmetros do modelo.

Em seguida, numa primeira fase, fizeram-se simulações para perceber quais das variáveis consideradas influenciavam nb por alteração dos valores dos parâmetros A e B , das quais se concluiu que: nb é independente dos valores da população e da capitação iniciais, mas depende da taxa de crescimento anual da população e capitação e da lei adotada para o crescimento da população. Concluiu-se também que o parâmetro B do modelo, independentemente do valor das variáveis em análise era sempre nulo.

Numa segunda fase, fizeram-se novamente simulações²², desta feita, alterando sucessivamente os valores que influenciam nb , de modo a tentar obter uma relação entre o

²² As simulações foram efetuadas para taxas anuais de crescimento da população entre 0,5% e 2,5% assumindo crescimento aritmético e entre 0,5% e 1,8% assumindo crescimento geométrico, e para taxas anuais de crescimento da capitação entre 0,1% e 1% assumindo crescimento aritmético.

parâmetro A e as variáveis em causa. Com essas simulações, procurou-se definir duas expressões para o valor de A , uma para cada lei de crescimento da população (aritmética e geométrica), através de uma expressão matemática do tipo:

$$A = t_p^x \cdot t_c^y + z \quad (3.22a)$$

em que x , y e z são as constantes do modelo de regressão e t_p e t_c representam a taxa de crescimento anual da população e a taxa de crescimento anual da capitação, respetivamente, em percentagem.

Aplicando o método dos mínimos quadrados obtiveram-se os valores dos parâmetros x , y e z , que, substituindo na expressão (3.22a), resultou nas seguintes expressões:

- crescimento aritmético: $A = t_p^{-0,045} \cdot t_c^{-0,019} - 0,398$ (3.22b)

- crescimento geométrico: $A = t_p^{-0,056} \cdot t_c^{-0,018} - 0,410$ (3.22c)

Em que t_p e t_c representam a taxa de crescimento anual da população e a taxa de crescimento anual da capitação, respetivamente, em percentagem.

Os erros médio e máximo associados à calibração dos parâmetros obtidos foi, respetivamente, de 0,7% e 1,5% para crescimento aritmético e, respetivamente, de 0,8% e 1,8% para crescimento geométrico. No Anexo 3.4 estão apresentadas as representações gráficas das aproximações conseguidas para ambas as leis de crescimento.

Substituindo o parâmetro A na expressão (3.21) pelas expressões (3.22b) e (3.22c), vem:

- crescimento aritmético: $nb = (t_p^{-0,045} \cdot t_c^{-0,019} - 0,398) \cdot nb_{máx}$ (3.23a)

- crescimento geométrico: $nb = (t_p^{-0,056} \cdot t_c^{-0,018} - 0,410) \cdot nb_{máx}$ (3.23b)

Por outro lado, olhando para os resultados obtidos nas simulações efetuadas de uma forma menos preciosista, observa-se que, para ambas as leis de crescimentos consideradas, o parâmetro A toma valores próximos o suficiente para se poder assumir que, em média, é igual a 0,6. Deste modo, nb pode ser estimado, simplifcadamente, pela seguinte expressão:

$$nb = 0,6 \cdot nb_{máx} \quad (3.24)$$

Numa breve observação aos resultados obtidos, supondo que se dimensiona o sistema para o período máximo possível de 24 horas, significa que, em média, ao longo dos 40 anos, o período de funcionamento das bombas rondará 60% desse valor, ou seja, entre 14 e 15 horas, e não que as bombas funcionarão ininterruptamente, não sujeitando assim as bombas a um desgaste tão exagerado como se poderia à partida supor.

3.2.3. Custos de energia elétrica

Nos métodos de pré-dimensionamento já apresentados, na quantificação dos custos anuais de energia pela expressão (2.18), atribui-se, de forma simplista, para o custo do kWh, p , um determinado valor médio anual, constante ao longo do período de exploração e independente

da potência requerida para o funcionamento das bombas. Na realidade, o valor de p varia consoante as horas do dia e os tarifários que o definem são escolhidos em função da potência contratada²³. Tendo em conta os pontos referidos anteriormente, sugere-se em seguida uma abordagem mais rigorosa, embora também simples, para a contabilização da parcela dos custos de energia.

A partir do portal *online* da EDP e dos tarifários fornecidos pela Entidade Reguladora dos Serviços Energéticos (ERSE), consultaram-se as seguintes tarifas de venda a clientes finais, em função da potência consumida: Baixa Tensão Normal (BTN), Média Tensão (MT) e Alta tensão (AT). Estas tarifas compõem a soma de duas parcelas para BTN e três parcelas para as restantes, ou seja: uma parcela fixa, p_0 , paga mensalmente, referente à potência contratada, e outra parcela que depende dos consumos de energia ativa, p_1 , (habitualmente designado custo do kWh), às quais ainda se acrescenta uma terceira referente aos consumos de energia reativa (apenas para MT e AT).

A parcela de energia reativa refere-se à taxa cobrada pela entidade fornecedora devido ao facto de a potência medida ser inferior²⁴ à potência efetivamente consumida. Visto que a energia reativa não é devidamente aproveitada e que é de todo o interesse das entidades que exploram o sistema minimizar os custos de energia, as estações elevatórias geralmente são dotadas de condensadores capazes de minimizar, ou mesmo anular, o efeito da indutância, cujos benefícios ultrapassam em larga escala os custos. Dessa forma, os custos associados à energia reativa podem ser de tal modo reduzidos que se podem considerar desprezáveis (Sousa, 2006), situação considerada neste trabalho.

Com efeito, os custos anuais de energia podem ser definidos a partir da seguinte expressão:

$$C_{energia\ anual} = 12p_0 + 365P \cdot nb \cdot p_1 \quad (3.25)$$

Assumindo que os custos de energia permanecem constantes²⁵ ao longo de um período de exploração de n anos, considerando uma taxa de juro anual, t , os custos de energia anuais atualizados para o ano 0, $C_{energia}$, são dados pela expressão:

²³ A potência contratada considera-se como sendo igual à máxima potência consumida para o funcionamento das bombas, o que, em princípio, ocorrerá no ano horizonte de projeto. Caso esteja prevista a substituição das bombas durante o período de exploração, deverá ser contratada uma potência correspondente às máximas necessidades de cada período (antes e depois da substituição dos grupos).

²⁴ Citando Sousa (2006) esta situação ocorre (...) *nos circuitos elétricos que incluem indutâncias, como é o caso dos motores de indução utilizados em bombas, (...). Este fenómeno é consequência do desfasamento existente entre a tensão e a corrente, provocado pelas indutâncias existentes no circuito.* Em resumo, a potência fornecida (aparente) resulta da combinação entre a potência ativa (efetivamente consumida) e a potência reativa.

²⁵ Na realidade, mesmo que não haja substituição das bombas ao longo do período de exploração, os custos de energia não são constantes de ano para ano, sendo inclusive as tarifas publicadas pela ERSE, à data, passíveis de ser sujeitas a revisões trimestrais. Todavia, dada a enorme incerteza associada à evolução dos custos de energia

$$C_{energia} = F_a \cdot (12p_0 + 365P \cdot nb \cdot p_1) \quad (3.26)$$

em que:

p_0 - parcela do custo da potência contratada (€/mês);

P - potência elétrica das bombas (kW);

nb - número médio diário de horas de bombeamento;

p_1 - custo unitário da energia ativa consumida (€/kWh);

$F_a = \frac{(1+t)^n - 1}{t \cdot (1+t)^n}$ - fator de atualização num dado número de anos, n .

Para tarifas em BTN, o valor de p_0 é fixo e depende da potência contratada. Nas tarifas MT e AT, p_0 , em cada mês, representa a soma de duas parcelas:

$$p_0 = p_{0,1} + P \cdot p_{0,2} \quad (3.27)$$

em que:

$p_{0,1}$ - custo fixo (€/mês);

$p_{0,2}$ - custo que depende da duração de utilização prevista (curta, média ou longa), da potência contratada e da potência utilizada em horas de ponta.

O custo do kWh, p_1 , depende do tipo de tarifário e das horas do dia em que é feito o bombeamento. Os tarifários consultados dividem o dia desde um período (tarifa simples) até quatro períodos, ou seja, no limite, ao longo de um dia podem ter-se os seguintes quatro horários distintos: horas de ponta, horas de cheia, horas de vazio normal e horas de super vazio. Sendo o custo do kWh mais elevado nas horas de ponta e mais baixo nas horas de super vazio, para minimizar os custos de energia deve-se, sempre que seja possível, dividir primeiramente as horas de bombeamento, nb , pelas horas de super vazio e/ou vazio normal e só depois pelas restantes. Resumindo, na expressão (3.26), a parcela $nb \cdot p_1$ pode ser dada pela seguinte expressão genérica:

$$nb \cdot p_1 = \sum_{i=1}^4 nb_i \cdot p_i \quad (3.28a)$$

o que equivale a que p_1 seja dado por:

$$p_1 = \frac{\sum_{i=1}^4 nb_i \cdot p_i}{nb} \quad (3.28b)$$

em que nb_i e p_i representam, respetivamente, o número de horas de bombagem nos horários a considerar e o custo do kWh (€/kWh) nesses horários.

para um horizonte do tipo de projeto em causa e, com o intuito de manter uma abordagem simples, optou-se por manter essa simplificação.

No fundo, a abordagem que se preconiza é que p_1 seja calculado através de uma média ponderada dos custos para os diferentes horários contemplados nas tarifas de energia, por forma a definir um valor médio anual para o cálculo dos custos anuais de energia.

Para facilitar a escolha do valor de p_1 a usar numa fase de pré-dimensionamento, compilaram-se vários custos de energia ativa (€/kWh) para diferentes valores de $nb_{máx}$, apresentados no Quadro 3.2. O cálculo dos custos pressupõe um período de adução médio calculado pela expressão (3.24), custos horários de energia ativa correspondentes às potências contratadas em tarifários BTN e MT, para períodos de longas utilizações (de acordo com as tarifas apresentadas no Anexo 3.5), e assumindo que as horas de bombeamento se dividem pelos períodos de menor custo da energia disponíveis (super vazio, vazio normal e cheia em MT e vazio e cheia em BTN).

Quadro 3.2. Custo da energia ativa (€/kWh) em função da potência e do número máximo de horas de bombeamento (valores referentes a 2014)

Potência contratada ²⁶ (kVA)	$nb_{máx}$								
	16	17	18	19	20	21	22	23	24
$2,3 < P \leq 6,9$	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153
$6,9 < P \leq 20,7$	0,096	0,097	0,101	0,104	0,107	0,110	0,112	0,114	0,116
$20,7 < P \leq 41,4$	0,077	0,078	0,080	0,082	0,084	0,086	0,088	0,090	0,091
$P > 41,4$	0,069	0,070	0,071	0,073	0,074	0,076	0,077	0,078	0,079

Importa salientar que nem sempre é possível bombear caudal nas horas de menor custo de energia e que por vezes é imperativo que se bombeie em horas de ponta. Geralmente, os reservatórios de distribuição são enchidos no período noturno, quando os consumos são muito baixos e quando a energia é mais barata (horas de vazio) por forma a responderem às necessidades de consumo ao longo do dia. Mas, se o reservatório for de pequenas dimensões, e as necessidades de jusante forem consideráveis, será necessário bombear caudal durante o dia, sempre que as necessidades de consumo assim o exijam, o que poderá ocorrer nas horas de ponta. O mesmo poderá suceder em caso de avaria das bombas ou falha de energia, embora essas situações ocorram com uma frequência tal que podem ser consideradas irrelevantes em termos de custos de energia.

3.2.4. Número máximo de horas de bombeamento

Neste ponto pretende-se avaliar, do ponto de vista económico, qual será o melhor valor a atribuir, na fase de pré-dimensionamento ou dimensionamento, ao número máximo de horas de bombeamento, $nb_{máx}$, a partir de dados iniciais conhecidos para uma conduta elevatória.

²⁶ Neste trabalho considerou-se que 1 kVA equivale a 1 kW.

Como já foi referido, é comum atribuir-se valores entre as 16 e as 20 horas sem que, no entanto, exista qualquer justificação que permita, à partida, saber qual o período que estará mais próximo da solução económica. Sabendo que, por um lado, um menor número de horas de funcionamento das bombas implica menores custos de energia e, consequentemente, menores custos de exploração, por outro, também implica ter que elevar um caudal maior, o que se poderá traduzir num aumento do diâmetro da conduta que levará, necessariamente, a um aumento dos custos de investimento.

Para compreender o problema de uma forma mais abrangente, fizeram-se diversas simulações com o auxílio de uma aplicação informática desenvolvida numa folha de cálculo do programa Excel²⁷, para um intervalo de valores de $nb_{máx}$ entre as 16 e as 24 horas, com vista a determinar o custo global mínimo para uma conduta elevatória simples, variando diferentes dados iniciais, tais como o comprimento, a altura geométrica e o caudal médio diário. As simulações foram feitas para condutas de dois tipos de material, plástico²⁸ (classes de resistência 1,0 MPa e 1,6 MPa) e ferro fundido dúctil (K9), calculando qual o valor de $nb_{máx}$ que correspondia à solução de menor custo. Os resultados obtidos encontram-se nos quadros do Anexo 3.6.

Atendendo aos vários parâmetros que influenciam $nb_{máx}$, considerando que a velocidade da solução económica esteja muito próxima para as várias simulações, a perda de carga unitária, J , será semelhante, logo o número máximo de horas de bombeamento dependerá somente do comprimento e da altura geométrica. Dessa forma, a partir dos dados das várias simulações, traçaram-se os gráficos de $nb_{máx}$ em função da relação H_g/L , representados na Figura 3.4.

²⁷ Esta aplicação foi desenvolvida por Joaquim Sousa (2013) no âmbito do dimensionamento ótimo de uma adutora por bombagem, para a unidade curricular de Hidráulica Aplicada 1. Para melhorar o rigor desta aplicação introduziram-se as metodologias propostas nas secções 3.1 e 3.2 deste trabalho para o cálculo de alguns parâmetros, nomeadamente, os custos unitários para os diâmetros comerciais apresentados no Anexo 3.2, a expressão (3.16b) para o cálculo do rendimento do motor-bomba e a expressão (3.25) para o cálculo dos custos de energia. Ao longo desta dissertação esta aplicação informática é designada por folha de cálculo de HA1.

²⁸ Como se verificou anteriormente que os custos do PEAD e do PVC não variavam significativamente, considerou-se neste estudo que os custos do PEAD representam os plásticos.

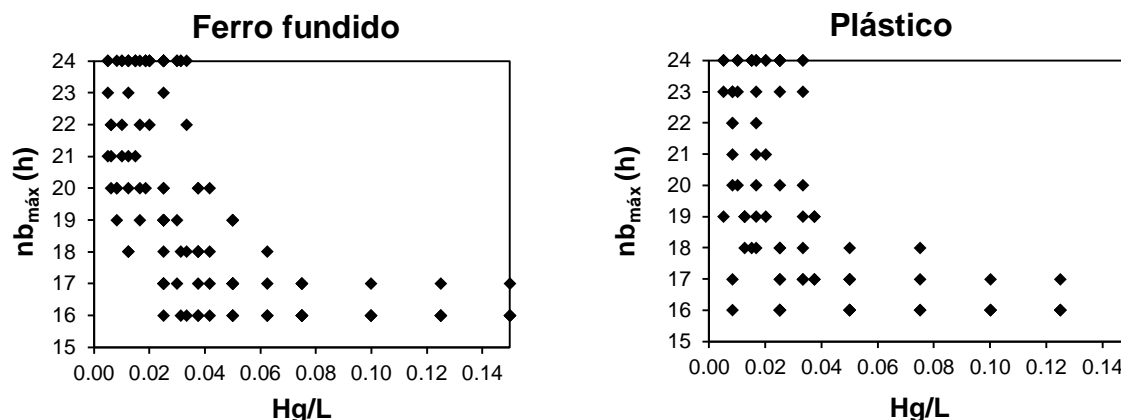


Figura 3.4. Número máximo de horas de bombeamento económico em função de H_g/L para o ferro fundido e o plástico

Observando os gráficos anteriores conclui-se que, de certo modo, em ambos, existe uma tendência de que para relações de H_g/L mais baixas, ou seja, para uma menor importância da altura geométrica sobre o comprimento da conduta, aumenta o $nb_{máx}$ correspondente à solução mais económica. No entanto, dada a grande dispersão verificada nos valores da Figura 3.4, não foi possível determinar uma expressão, com base em dados conhecidos, com um coeficiente de determinação aceitável. Esta grande dispersão dos valores pode, em parte, ser explicada pelo facto de, numa análise posterior, ter-se verificado que, ao contrário do que se pensou inicialmente, a velocidade económica nas simulações efetuadas oscilava consideravelmente (entre 1,0 m/s e 2,0 m/s), indicando desde logo que $nb_{máx}$ não deve apenas ser explicado pelas variáveis H_g e L .

Nos resultados obtidos observa-se, também, que em várias situações o $nb_{máx}$ da solução mais económica situa-se entre as 20 e as 24 horas, o que, como se verificou na secção 3.2.2 não constitui necessariamente um problema. Assim, o dimensionamento de uma adutora elevatória para um $nb_{máx}$ de 24 horas não deve ser confundido com o funcionamento de uma adutora gravítica, dado que tal período, em teoria, só ocorrerá no dia de maior consumo do ano horizonte de projeto. Outra objeção que poderia ser colocada resulta do facto de maiores horas de bombeamento, para fazerem face aos consumos nas horas de ponta, implicarem maiores volumes de armazenamento nos reservatórios de jusante. Relativamente a essa questão, como o RGSPDADAR, no artigo 70.º, já obriga à implantação de reservatórios com grandes volumes, esse problema deixa de se colocar, visto que esses volumes compensam largamente as necessidades de armazenamento para eventuais avarias ou falhas de energia.

Em resumo, do estudo efetuado neste ponto, embora não se tenha chegado a uma expressão para o cálculo de $nb_{máx}$, a informação presente na Figura 3.4 e nos quadros do Anexo 3.6 pode servir de referência para a definição desse parâmetro.

3.3. Expressão Final

Por forma a obter uma expressão que tenha utilidade na fase de pré-dimensionamento de uma adutora por bombeamento, introduzindo as correções dos pontos anteriores, é necessário chegar a uma expressão explícita em ordem ao diâmetro, D , a partir da expressão geral do custo global.

Antes de iniciar o processo de dedução da expressão final, como a expressão (3.14) definida na secção 3.1 para a função de custo não permite explicitar o diâmetro, teve que se reformular a equação de regressão usada, considerando desta feita uma função do tipo potência²⁹:

$$C_{cond-d} = a \cdot D^b \quad (3.29)$$

em que a e b são os parâmetros de regressão e C_{cond-d} é expresso em (€/m) e D em (m).

Os coeficientes a e b foram novamente calculados aplicando o método dos mínimos quadrados. Os valores obtidos e os respetivos erros máximos absolutos encontram-se indicados no Quadro 3.3.

Quadro 3.3. Coeficientes para funções de custo do tipo potência

DN (mm)	PVC PN10			PEAD PN10			*FFd		
	a	b	erro máximo	a	b	erro máximo	a	b	erro máximo
[63 - 160] ou [80 - 150]*	98,354	0,4341	4,4%	94,067	0,423	4,0%	371,400	0,699	2,9%
[200 - 400]	547,964	1,4422	5,2%	453,962	1,330	2,5%	742,505	1,122	1,7%

No Anexo 3.2 apresentam-se as aproximações obtidas e os coeficientes a e b , juntamente com os respetivos erros, relativos ao PEAD PN16.

Redefinidas as funções de custo, apresentam-se em seguida, resumidamente, os passos seguidos na dedução da expressão para o cálculo do diâmetro ótimo.

Substituindo as expressões (3.29) e (3.26) na expressão (2.16), o custo global, C_{global} , é dado por:

$$C_{global} = a \cdot D^b \cdot L + F_a \cdot (12p_0 + 365P \cdot nb \cdot p_1) \quad (3.30a)$$

²⁹ Com este novo tipo de função, como os custos unitários da conduta, C_{cond-d} , apresentaram erros consideravelmente superiores aos calculados pelas funções exponenciais (ainda que marginalmente superior para o ferro fundido), optou-se por definir, para cada material, duas funções para diferentes domínios de diâmetro: uma até Ø160 mm (Ø150 mm, no ferro fundido) e outra para diâmetros a partir de Ø200 mm.

Desprezando o custo relativo à potência contratada, p_0 , já que para diâmetros da mesma ordem de grandeza não variam significativamente, e substituindo P pela expressão (2.19) e sabendo que $H_e = H_g + \Delta H$, vem:

$$C_{global} = a \cdot D^b \cdot L + F_a \cdot \left[365 \cdot \left(\frac{9,8 Q_e \cdot (H_g + \Delta H)}{\eta} \right) \cdot nb \cdot p_1 \right] \quad (3.30b)$$

Para o cálculo da perda de carga, ΔH , a perda de carga contínua, J , pode ser determinada com uma fórmula empírica do tipo da expressão (2.14).

Substituindo (2.14) em (3.30b), vem:

$$C_{global} = a \cdot D^b \cdot L + F_a \cdot \left[365 \cdot \left(\frac{9,8 Q_e \cdot (H_g + k \cdot L \cdot Q_e^N \cdot D^{-M})}{\eta} \right) \cdot nb \cdot p_1 \right] \quad (3.30c)$$

Para determinar o custo global em função do diâmetro, deriva-se³⁰ a expressão anterior em ordem a D , iguala-se a zero e explicita-se D :

$$\frac{\partial C_{global}}{\partial D} = a \cdot b \cdot D^{b-1} \cdot L + \left(\frac{-9,8 M \cdot F_a \cdot 365 \cdot nb \cdot p_1 \cdot L \cdot Q_e^{N+1} \cdot k \cdot D^{-M-1}}{\eta} \right) \quad (3.30d)$$

Ao fim de algumas simplificações, chega-se à seguinte expressão para D :

$$D = \left(\frac{3\,577 M \cdot F_a \cdot k \cdot nb \cdot p_1}{\eta \cdot a \cdot b} \right)^{\left(\frac{1}{M+b}\right)} \cdot Q_e^{\left(\frac{N+1}{M+b}\right)} \quad (3.31)$$

onde:

$F_a = \frac{(1+t)^{n-1}}{t \cdot (1+t)^n}$ - fator de atualização num dado número de anos, n ;

Q_e - caudal a elevar (m³/s);

η - rendimento do conjunto motor-bomba;

nb - número médio diário de horas de bombeamento (h), calculado pelas expressões (3.23a), (3.23b) ou, de forma simplificada, (3.24);

p_1 - custo da energia ativa (€/kWh);

a e b - coeficientes para o custo por metro linear de conduta dado pela expressão (3.29), em função do tipo de material (Quadro 3.3);

k - coeficiente de perda de carga;

M e N - constantes para o cálculo das perdas de carga para uma expressão empírica do tipo (2.14).

³⁰ Neste passo, para simplificar o processo de derivação e de modo a que não surgissem problemas na explicitação de D , assumiu-se que a variável p_1 é independente de D . Em pleno rigor, na metodologia apresentada na secção 3.2.3, esta variável está associada à potência que, por sua vez, depende do diâmetro da conduta.

A aplicação da expressão (3.31) pressupõe que as variáveis η e p_1 sejam calculadas à parte, aplicando as expressões (3.16b) e (3.28b), respetivamente, considerando no processo uma perda de carga unitária de 5 m/km de conduta. Para o valor de p_1 podem também usar-se os valores do Quadro 3.2.

Olhando somente à expressão final, conclui-se que o diâmetro económico não depende nem do comprimento da conduta, L , nem da altura geométrica de elevação, H_g . No entanto esses mesmos dados, na formulação proposta, são necessários indiretamente para os cálculos de η e da potência P .

3.4. Comparação da Fórmula de Pré-dimensionamento com Outros Métodos

De modo a aferir e validar a qualidade da aproximação obtida pela fórmula de pré-dimensionamento proposta para o diâmetro ótimo, expressão (3.31), de seguida comparam-se os diâmetros calculados pela expressão atrás referida com os obtidos por outras metodologias.

A expressão apresentada anteriormente vai ser comparada com a fórmula empírica proposta por Dacach e com o modelo matemático desenvolvido por Ramos (2005), ambos referidos na secção 2.5.1.3. A comparação vai ser feita ao nível dos diâmetros teóricos obtidos e das velocidades resultantes desses mesmos diâmetros.

Para esta análise vai ser considerada uma adutora simples em FFd, com um comprimento de 2 000 m e uma altura geométrica de 50 m. Consideram-se adicionalmente os seguintes dados:

- período de exploração, $n = 40$ anos;
- taxa anual de atualização do capital, $t = 5\%$;
- taxa anual de crescimento aritmético dos caudais a aduzir, $t_v = 2\%$;
- número máximo de horas diárias de bombagem, $nb = 20$ h;
- coeficientes para o cálculo das perdas de carga: $k = 35^{-1,869}$, $N = 1,869$ e $M = 4,906$ (valores para a fórmula de Scimemi).

Para a aplicação do método de Ramos (2005) assumiu-se que não há substituição das bombas ($n_p = 0$) e que os custos de energia se mantêm constantes ($t_E = 0\%$), de forma a aproximar o mais possível com a metodologia da expressão (3.31). O modelo incluiu ainda os seguintes valores retirados de Ramos (2005):

- custo médio do kWh, $p = 0,07482$ €
- rendimento do conjunto motor-bomba, $\eta = 75\%$
- coeficientes para o cálculo de C_{cond} (€): $c_2 = 820,52$ e $\alpha = 1,5251$

Note-se que na fórmula de Dacach, tal como foi apresentada, apenas é necessário conhecer o caudal a elevar no ano horizonte, pelo que apenas são necessários os dados de n , t_b e nb .

De modo a comparar os resultados para a gama de diâmetros abrangidos pela expressão, fizeram-se várias simulações com diferentes volumes de água a transportar no ano 0,

iniciando em 500 m³/dia evoluindo até 6 000 m³/dia em incrementos de 250 m³/dia. Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 3.5.

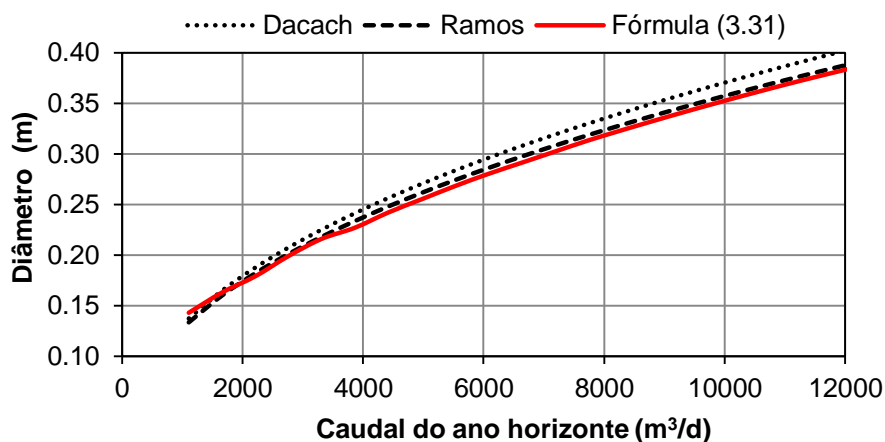


Figura 3.5. Comparação do diâmetro económico teórico

Como evidencia a Figura 3.5, os diâmetros obtidos pela fórmula estão próximos dos obtidos pelos outros métodos, sendo ligeiramente inferiores a partir de volumes diários superiores a 2 000 m³/dia.

Para os diâmetros económicos anteriores apresenta-se graficamente na Figura 3.6 a comparação das velocidades económicas resultantes, para as metodologias analisadas.

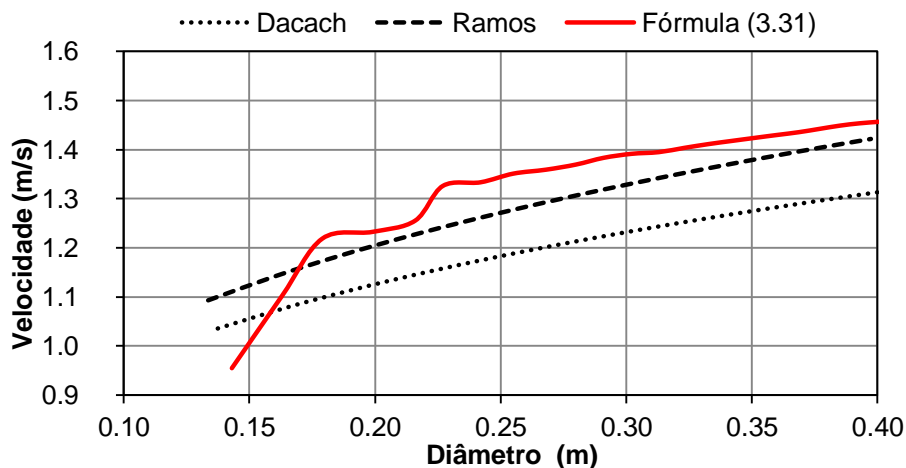


Figura 3.6. Comparação das velocidades obtidas em função do diâmetro económico

Da figura anterior depreende-se que não existe uma grande discrepância de velocidades, sendo que, para diâmetros económicos acima de 0,200 m, a fórmula apresenta velocidades superiores às de Ramos (2005) e de Dacach.

Em seguida, avalia-se a sensibilidade da variação da velocidade económica relativamente ao parâmetro da taxa de juro, t . Na Figura 3.7 indicam-se as diferentes velocidades em função do diâmetro económico para valores de t entre 1% e 5%.

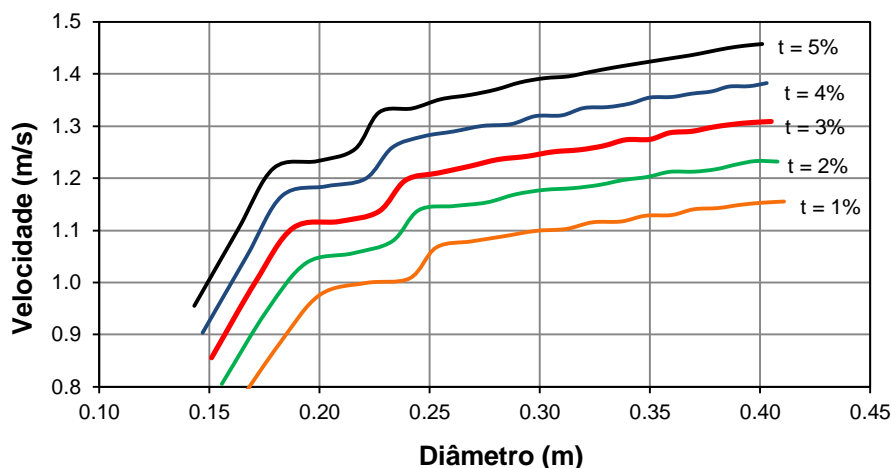


Figura 3.7. Comparação da velocidade económica, para a fórmula (3.31), para diferentes valores de t

Na figura anterior observa-se que há uma influência considerável do parâmetro t na velocidade económica. Como era expetável, dado que para valores de t mais baixos a parcela dos custos de exploração tende a aumentar, a velocidade económica é menor para taxas de atualização também menores.

Não obstante o facto de, na fórmula (3.31), proposta neste trabalho, ter-se utilizado uma formulação em diâmetros discretos para a definição das funções de custo de investimento, o diâmetro obtido é uma variável contínua, correspondente ao diâmetro teórico interior, que tem, portanto, que ser normalizado, ou seja, substituído pelo diâmetro comercial mais próximo, imediatamente superior (supranormalização) ou imediatamente inferior (infranormalização). Como tal, em seguida comparam-se as soluções da fórmula, depois de normalizadas³¹, com as obtidas pela folha de cálculo de HA1³², para os três materiais para os quais se definiram funções de custo na secção 3.1. Esta comparação permitirá assim aferir melhor, em termos práticos, a qualidade da aproximação conseguida, quando comparada com uma metodologia de cálculo mais rigorosa.

As comparações efetuadas no Quadro 3.4 foram feitas para vários volumes de água iniciais, de modo a cobrir a gama de diâmetros abrangidos pela fórmula (3.31), tal como nas comparações anteriores. Os resultados apresentados no Quadro 3.4 demonstram que os diâmetros comerciais obtidos pela aplicação da fórmula (3.31) estão próximos dos obtidos

³¹ O procedimento de normalização usado, na grande maioria das simulações, foi a supranormalização, tendo-se recorrido somente à infranormalização quando o diâmetro teórico excedia até 10 mm o diâmetro interior comercial. A tabela com os diâmetros comerciais usados encontra-se no Quadro A.3.2.5 do Anexo 3.2.

³² Na utilização desta folha de cálculo considerou-se também que não há substituição das bombas ao longo do período de exploração.

pela folha de cálculo, diferindo somente numa classe de diâmetro. Observa-se também que, nas situações em que o diâmetro difere, a diferença é sempre por excesso o que, fundamentalmente, se deve à importância da parcela dos custos de energia relativamente ao custo global, que é inferior³³ na metodologia usada na folha de cálculo. Atendendo a que os custos de energia diminuem com o aumento do diâmetro, no caso dessa diminuição compensar o aumento dos custos de investimento, conclui-se que o diâmetro económico será potencialmente superior no método da folha de cálculo.

Quadro 3.4. Comparação dos diâmetros comerciais obtidos pela fórmula de pré-dimensionamento e pela folha de cálculo de HA1 (valores em milímetros)

V_0 (m ³ /d)	Expressão (3.31)			Folha de cálculo de HA1		
	FFd	PVC	PEAD	FFd	PVC	PEAD
1 104	150	160	160	150	160	160
1 656	200	200	200	150	200	200
2 208	200	250	250	200	200	200
2 760	200	250	250	200	250	250
3 312	250	250	250	200	200	200
3 864	250	315	315	200	250	250
4 416	250	315	315	250	250	250
4 968	250	315	315	250	315	315
5 520	300	315	315	250	315	315
6 072	300	315	400	300	315	315
6 624	300	400	400	300	315	315
7 176	300	400	400	300	315	315
7 728	400	400	400	300	315	315
8 280	400	400	400	300	315	315
8 832	400	400	400	300	315	400
9 384	400	400	400	300	315	400
9 936	400	400	400	300	400	400
10 488	400	400	*	400	400	400
11 040	400	*	*	400	400	400

* DN superior ao abrangido pela fórmula

DN da fórmula = DN da folha de cálculo de HA1

1 DN de diferença entre a fórmula e a folha de cálculo de HA1

Numa observação geral às comparações efetuadas nas Figuras 3.5 e 3.6 conclui-se, essencialmente, que os diâmetros ótimos calculados pela fórmula de pré-dimensionamento

³³ Na folha de cálculo de HA1 os custos de energia são calculados ano a ano e reportados individualmente ao ano 0, enquanto que na fórmula de pré-dimensionamento os custos de energia são calculados para o ano horizonte, com base num número médio de horas de bombeamento para o período de projeto, que são depois atualizados para o ano 0.

são, de um modo geral, um pouco inferiores aos das restantes metodologias de pré-dimensionamento, o que, portanto, origina velocidades económicas superiores.

Quanto à velocidade económica, embora a gama de diâmetros abrangidos pela fórmula seja relativamente pequena, verificou-se que no dimensionamento de uma adutora pode ser vantajoso adotar um critério de velocidade em função do diâmetro e não uma velocidade máxima limite, como indica o RGSPDADAR para as condutas das redes de distribuição. Na adoção da velocidade económica deve-se ainda ter especial atenção à adoção do parâmetro taxa de juro, devido à sua influência.

Em resumo, face aos resultados obtidos pode-se afirmar que a aplicação da fórmula de pré-dimensionamento, dentro dos limites de diâmetro abrangidos, apresenta boas estimativas.

4. EXEMPLOS PRÁTICOS: DIMENSIONAMENTO ÓTIMO E OPERAÇÃO ÓTIMA

Neste capítulo serão aplicados os conceitos abordados anteriormente sobre dimensionamento ótimo de sistemas adutores a alguns exemplos práticos. Com vista aos objetivos principais propostos para esta dissertação, far-se-á um estudo detalhado ao nível da operação ótima em dois dos exemplos práticos.

Nesse sentido, serão analisados três problemas práticos de sistemas adutores simples, sendo que dois dizem respeito a sistemas sem distribuição de percurso (adução pura) e um com distribuição de percurso (adução mista³⁴).

Dadas as várias temáticas em análise optou-se por dividir este capítulo em três partes: a primeira dedicada ao dimensionamento ótimo; a segunda será dedicada ao estudo da operação; e a terceira e última parte dedicada à comparação do ponto de vista económico dos sistemas de adução com e sem distribuição de percurso.

4.1. Dimensionamento Ótimo

Nesta secção propõe-se aplicar diferentes metodologias de dimensionamento e pré-dimensionamento ótimos a três exemplos práticos definidos nesta dissertação com diferentes propósitos. O primeiro e o terceiro exemplos dizem respeito a duas adutoras simples sem distribuição de percurso e o segundo exemplo refere-se a uma com distribuição de percurso.

O primeiro e segundo exemplos têm como intuito servirem como base para o estudo comparativo pretendido nesta dissertação e, portanto, o esquema base da geometria do traçado das adutoras e os dados iniciais serão os mesmos.

O terceiro exemplo trata-se de uma adutora também simples, mas com um traçado irregular, e tem como objetivo demonstrar as vantagens e aplicabilidade do método de programação linear referido na secção 2.5.2, comparativamente com outros métodos de dimensionamento.

4.1.1. Exemplo prático 1

Apresenta-se na Figura 4.1 um sistema de abastecimento de água composto por uma adutora por bombeamento que eleva água de um reservatório R1 para um reservatório R2, por meio

³⁴ Ao longo deste capítulo, adução mista refere-se sempre a sistemas de adução por bombagem com distribuição de percurso.

de uma estação elevatória composta por duas bombas idênticas associadas em paralelo, e por uma conduta distribuidora gravítica que encaminha a água para a rede pública.

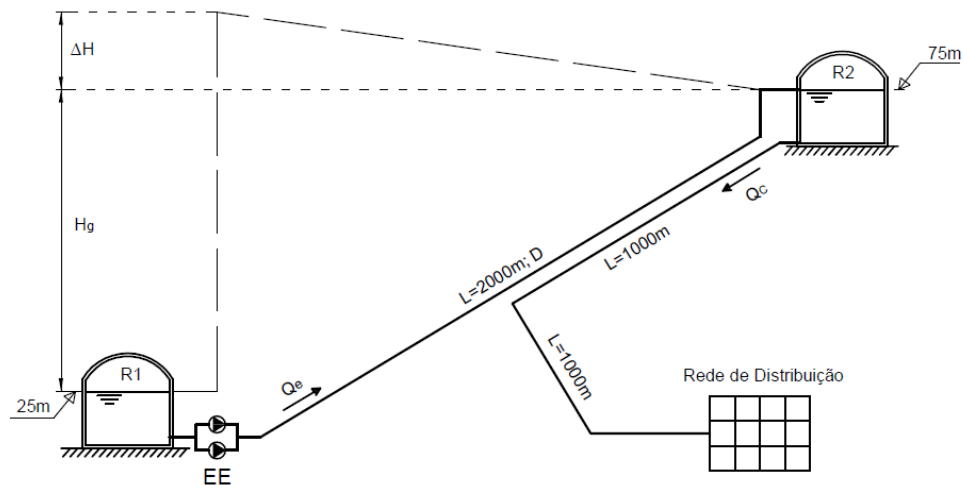


Figura 4.1. Exemplo prático 1

O reservatório R2 é um reservatório de distribuição que abastece uma rede pública (rede de distribuição). Os consumos da rede, Q_c , são caracterizados pelos seguintes dados:

- população inicial, $P_0 = 5\,000$ hab.;
- capitação inicial, $C_0 = 150$ l/hab/dia;
- taxa de crescimento anual da população, $t_p = 1,5\%$ (lei de crescimento aritmético);
- taxa de crescimento anual da capitação, $t_c = 0,5\%$ (lei de crescimento aritmético);
- fator de ponta diário, $f_{pd} = 1,5$ (adução);
- fator de ponta instantâneo, $f_{pi} = 3,0$ (distribuição);
- caudal de fugas e perdas, $Q_{perdas} = 20\%$ do Q_{md} .

Consideram-se desprezáveis as perdas de carga localizadas nas condutas e desprezável a extensão de conduta entre R1 e a estação elevatória EE e assume-se que as bombas são as mesmas para o período de exploração.

Pretende-se determinar o diâmetro ótimo, D , da conduta adutora, para um período de exploração, n , de 40 anos. A conduta é em PVC PN10 e assume-se uma taxa anual de atualização do capital, t , de 5% para o período de exploração.

Primeiramente aplica-se a fórmula de pré-dimensionamento (3.31), para a qual é necessário definir previamente os seguintes parâmetros:

i) Número máximo de horas de bombeamento, $nb_{máx}$

Partindo do estudo efetuado no ponto 3.2.4, $nb_{máx}$ pode ser estimado com base nos seguintes parâmetros:

$$L = 2\,000\text{ m}$$

$$H_g = 75 - 25 = 50 \text{ m}$$

$$Q_{md,0} = 5\,000 \times 150 + 0,20 \times (5\,000 \times 150) = 900\,000 \text{ l/dia} = 37,50 \text{ m}^3/\text{h}$$

Consultando o quadro do Anexo 3.6 para o PVC (plástico) define-se um $nb_{máx}$ de 16 horas.

ii) Caudal de elevação para o ano 40, $Q_{e,40}$

O caudal a elevar no ano 40 é dado pela expressão (2.20). Definindo as seguintes grandezas auxiliares, vem:

$$P_{40} = P_0 \times (1 + t_p \times n) = 5\,000 \times (1 + 0,015 \times 40) = 8\,000 \text{ hab}$$

$$C_{40} = C_0 \times (1 + t_c \times n) = 150 \times (1 + 0,005 \times 40) = 180 \text{ l/hab/dia}$$

$$Q_{md,40} = P_{40} \times C_{40} = 8\,000 \times 180 \times 10^{-3} = 1\,440 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$Q_{pd \text{ total},40} = Q_{md,40} \times f_{pd} + Q_{perdas,40} = 1\,440 \times 1,5 + 0,20 \times 1\,440 = 2\,448 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Logo:

$$Q_{e,40} = \frac{2\,448}{16} = 153,0 \text{ m}^3/\text{h} = 42,5 \text{ l/s}$$

iii) Custo unitário das condutas, C_{cond-d}

C_{cond-d} é calculado a partir da expressão (3.29). Para uma conduta em PVC, assumindo que o diâmetro comercial é superior a 160 mm, pelo Quadro 3.3 define-se:

$$C_{cond-d} = 547,964 \cdot D^{1,4422}$$

Note-se que no final é necessário verificar se o diâmetro calculado é superior ao diâmetro interior do Ø160 mm⁽³⁵⁾.

iv) Número médio de horas de bombeamento, nb

Estimando nb a partir da expressão (3.24), vem:

$$nb = 0,6 \times 16 = 9,6 \text{ h}$$

v) Rendimento do conjunto motor-bomba, η , potência consumida, P , e custo do kWh, p_1

O rendimento do grupo, η , é calculado aplicando a expressão (3.16b), na qual é necessário estimar as perdas de carga, ΔH . Assumindo um J de 0,005 m/m e sabendo que $\Delta H = J \cdot L$, vem:

$$\eta = 50,667 \times 153^{0,086} \times (50 + 0,005 \times 2\,000)^{-0,024} = 70,78\%$$

A potência consumida, P , é dada pela expressão (2.19):

³⁵Para o PVC PN10, de acordo com o Quadro A.3.2.5 do Anexo 3.2, o diâmetro interior de Ø160 mm é 144,6mm.

$$P = \frac{9,8 \times 0,0425 \times (50 + 0,005 \times 2\,000)}{0,7078} = 35,30 \text{ kW}$$

O valor de p_1 é definindo a partir do Quadro 3.2, para um $nb_{m\acute{a}x} = 16$ h, vindo:

$$p_1 = 0,077 \text{ €/kWh}$$

vi) Fator de atualização, F_a

$$F_a = \frac{(1+0,05)^{40} - 1}{0,05 \times (1+0,05)^{40}} = 17,16$$

Uma vez definidos todos os parâmetros, está-se em condições de aplicar a expressão (3.31):

Tendo em conta o material da conduta (PVC), considerando os seguintes valores para o coeficiente $k = 46,22^{-1,808}$ e constantes de perda de carga $N = 1,808$ e $M = 4,835$, vem:

$$D = \left(\frac{3\,577 \times 4,835 \times 17,16 \times 46,22^{-1,808} \times 9,6 \times 0,077}{0,7078 \times 547,964 \times 1,4422} \right)^{\left(\frac{1}{4,835 + 1,4422} \right)} \times 0,0425^{\left(\frac{1,808 + 1}{4,835 + 1,4422} \right)} = 0,209 \text{ m} > 0,145 \text{ m OK!}$$

Normalizando o diâmetro obtido usando o quadro de diâmetros interiores do Anexo 3.2, obtém-se Ø250 mm.

Dimensionando agora por um método mais rigoroso, neste caso usando a folha de cálculo de HA1, considerando o mesmo coeficiente k e constantes M e N para no cálculo das perdas de carga, obtém-se um diâmetro económico comercial Ø200 mm. O resumo do dimensionamento encontra-se no Quadro 4.1. Para comparar as diferenças de custo entre as soluções obtidas pela equação (3.31) e a folha de cálculo de HA1, indicam-se também os valores para a solução de Ø250 mm.

Quadro 4.1. Resumo do dimensionamento da adutora do exemplo prático 1 pela folha de cálculo de HA1

DN (mm)	$Q_{e,40}$ (m ³ /h)	ΔH_{40} (m)	$H_{e,40}$ (m)	V_{40} (%)	P_{40} (kW)	$C_{inv.}$	$C_{exp.}$	C_{global}
200	153,0	25,23	75,23	1,66	44,51	113 455,14 €	167 998,88 €	281 454,02 €
250	153,0	8,54	58,54	1,06	34,43	146 032,71 €	165 764,79€	311 797,51 €

Num breve comentário aos resultados do Quadro 4.1, verifica-se que existe um acréscimo de, sensivelmente, 30 000 € (10,8%) no custo global na solução indicada pela fórmula em relação à da folha de HA1, explicado pelo acréscimo dos custos de investimento. Olhando aos custos de exploração, embora as perdas de carga sejam substancialmente inferiores na solução da fórmula, os custos de energia não variam em conformidade, já que a diminuição da potência

consumida coloca essa solução num tarifário de energia elétrica (BTN) mais caro que a outra solução (MT).

4.1.2. Exemplo prático 2

Atenda-se ao exemplo prático 1 apresentado na Figura 4.1. Considere-se agora que, ao invés da alimentação à rede pública ser feita pelo reservatório R2, a mesma é feita num nó (B) a meio da conduta adutora, como apresenta a Figura 4.2.

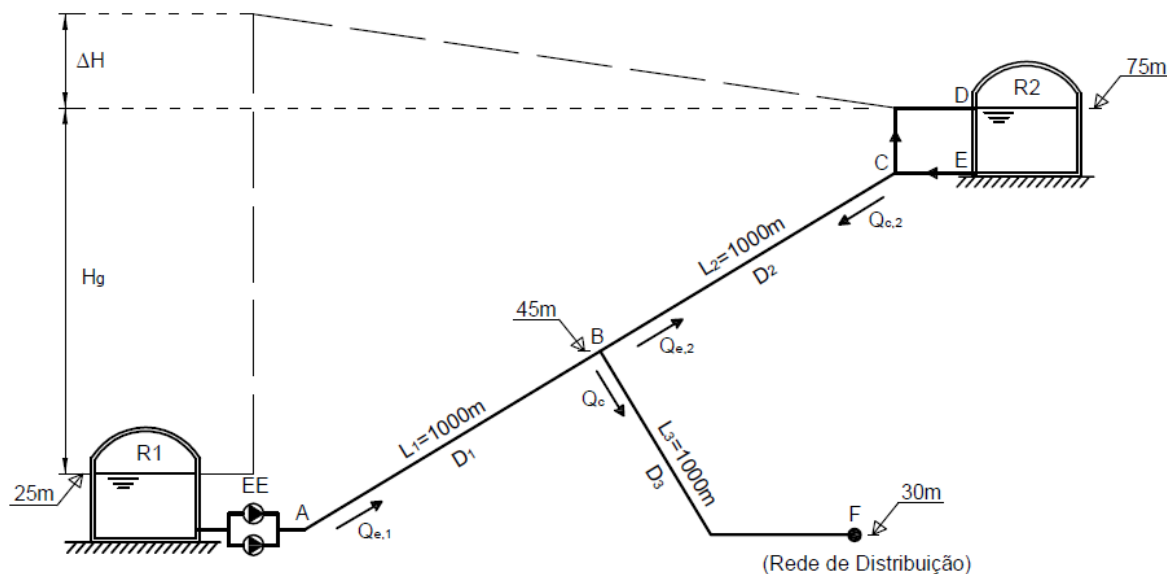


Figura 4.2. Exemplo prático 2

Na Figura 4.2 o nó B divide a conduta adutora em dois troços: troço 1 com 1 000 m de comprimento, exclusivamente adutor (AB); troço 2 com 1 000 m de comprimento, que desempenha uma dupla função – adução (escoamento de B para D) e distribuição (escoamento de E para B). Neste caso, a conduta distribuidora resume-se ao troço que vai desde o nó B à rede pública representada pelo nó F. O nó F representa o nó crítico da rede, que para este exemplo é o nó da rede situado à cota mais elevada.

Tal como no exemplo prático 1, pretende-se determinar o diâmetro ótimo da conduta adutora, ou seja, D_1 e D_2 .

Tratando-se este sistema de um sistema adutor com distribuição de percurso, antes de se proceder ao dimensionamento da conduta, faz-se uma explicação sucinta sobre as particularidades dos sistemas de bombeamento com distribuição de percurso.

4.1.2.1. Adutoras com distribuição de percurso (mistas)

Como se referiu no Capítulo 2, dado que neste tipo de adutoras a distribuição dos consumos é feita a montante do reservatório de distribuição, parte da conduta será exclusivamente destinada à adução e outra parte destinada à adução e distribuição.

Ao contrário do que acontece numa adutora pura, nas horas de funcionamento das bombas, o caudal escoado ao longo da adutora não será sempre o mesmo, visto que parte desse caudal deriva diretamente para a rede de distribuição sem passar pelo reservatório de distribuição.

Tendo em conta que os consumos exigidos na rede variam consideravelmente ao longo de um dia, durante o período de funcionamento das bombas há que considerar duas situações distintas de funcionamento do sistema adutor/distribuidor:

- situação 1: o caudal bombeado da estação elevatória é suficiente para satisfazer a totalidade dos consumos exigidos na rede. Neste caso, parte do caudal bombeado deriva para a rede e o remanescente entra no reservatório, ou seja, a rede é alimentada exclusivamente pela adução.
- situação 2: o caudal bombeado da origem não é suficiente para satisfazer totalmente os consumos exigidos na rede. Neste caso, todo o caudal bombeado deriva para a rede e o restante caudal, necessário para satisfazer a totalidade dos consumos, é enviado graviticamente a partir do reservatório de distribuição, ou seja, a rede é alimentada pela adução e pelo reservatório.

Quando as bombas estão desligadas, o abastecimento da rede é feito por inteiro a partir do reservatório de distribuição, através do troço de conduta adutor/distribuidor.

Ao longo dos períodos de funcionamento dos grupos, a situação 1 será, à partida, a que se verificará praticamente sempre, no entanto, nas horas de maior consumo da rede (horas de ponta) e/ou quando apenas estiver em funcionamento somente um dos grupos elevatórios existentes, a situação 2 poderá ocorrer.

Esta dualidade de funcionamento (adução/distribuição) de parte da adutora origina a que os caudais de dimensionamento dos troços a montante e a jusante do nó de distribuição possam não ser os mesmos, o que poderá implicar a adoção de diferentes diâmetros ao longo da conduta. Para exemplificar melhor o que se referiu anteriormente, observe-se o sistema apresentado na Figura 4.3.

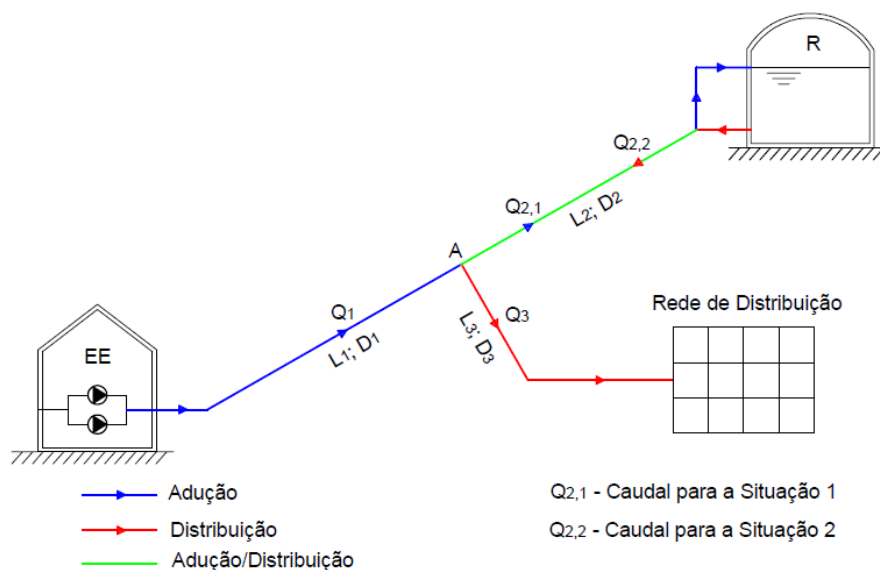


Figura 4.3. Adutora elevatória com distribuição de percurso

A Figura 4.3 apresenta um sistema elevatório simples que eleva caudal da estação elevatória para o reservatório de distribuição R. A meio da conduta adutora existe um nó de distribuição (nó A) do qual deriva uma conduta que distribui diretamente para a rede de distribuição.

Para o troço 1 (exclusivamente adutor), o caudal de dimensionamento é definido conforme referido na secção 2.5 para uma adutora pura, ou seja, para o dia ou mês de maior consumo. Quanto ao troço 2 (adutor/distribuidor), o caudal de dimensionamento deve corresponder à pior das duas situações possíveis de funcionamento (adução ou distribuição). Dado que as condutas de distribuição são dimensionadas para o caudal de ponta instantâneo do ano horizonte, em teoria, essa situação será mais gravosa que o maior caudal de dimensionamento associado à adução, pelo que o troço adutor/distribuidor é dimensionado como se de uma conduta distribuidora se tratasse.

Não estando objetivado neste trabalho abordar aprofundadamente as condicionantes inerentes ao dimensionamento de condutas distribuidoras, e uma vez que o RGSPDADAR define bem o estudo deste tipo de sistemas, indicam-se apenas as condições mínimas regulamentares exigidas para esse tipo de condutas.

Os diâmetros a definir em cada ramo (troço) de uma rede de distribuição devem cumprir requisitos de pressão mínima e máxima, velocidade mínima e máxima e máxima flutuação de pressão nas respetivas condutas e a jusante das mesmas, ou seja, a escolha do diâmetro do troço 2 da Figura 4.3 depende necessariamente das condições de funcionamento da rede.

O regulamento, no artigo 21.º, limita as velocidades mínima e máxima de escoamento, respetivamente, a 0,3 m/s e ao valor calculado pela expressão:

$$V = 0,127 D^{0,4} \quad (4.1)$$

onde V é a velocidade (m/s) e D é o diâmetro interno da tubagem (mm).

As restrições de velocidade mínima e máxima limitam automaticamente os diâmetros comerciais possíveis a um intervalo de valores.

O artigo 21.º do regulamento refere ainda que a pressão máxima e mínima em qualquer ponto não deve ser superior a 600 kPa nem inferior a 100 kPa, respetivamente, e que a máxima variação de pressão admissível ao longo do dia não deve exceder 300 kPa. No mesmo ponto indica-se também que a pressão mínima dos arruamentos deve corresponder aproximadamente ao valor calculado pela seguinte expressão:

$$H = 100 + 40n \quad (4.2)$$

em que H é a pressão mínima (kPa) e n o número de pisos acima do solo.

De acordo com o se referiu, em seguida tecem-se alguns comentários e conclusões inerentes ao dimensionamento e funcionamento de adutoras mistas em comparação com os sistemas de adução pura:

- visto que os caudais máximos nas condutas distribuidoras assumem valores superiores aos das condutas adutoras, em teoria, o diâmetro do troço de conduta adutor/distribuidor será superior ao do troço equivalente numa adutora pura. Esse aumento do diâmetro no segundo troço leva a um aumento dos custos de investimento mas, dado que as perdas de carga também diminuem em igual troço, os custos de exploração serão, pelo contrário, inferiores;
- no caso de adução mista, o troço adutor/distribuidor é materializado por uma única conduta, enquanto que a adução pura implica duas condutas – um troço adutor e outro distribuidor. Isto leva a que haja uma poupança nos custos de investimento nas condutas que tem que ser contabilizada nos custos totais do sistema de adução, incluindo a componente de distribuição desde o reservatório até à rede;
- em termos de pressões na rede, dado que a distribuição não é regulada somente pelo reservatório de distribuição, como num sistema puro, a flutuação das pressões na rede será consideravelmente superior (pressões maiores durante o bombeamento e menores durante a distribuição gravítica);
- como parte do caudal aduzido deriva diretamente para a rede, haverá menos caudal a entrar no reservatório pelo que, à partida, a capacidade de armazenamento poderá ser menor.

4.1.2.2. Dimensionamento

Em primeiro lugar determina-se o diâmetro ótimo do troço 1, como se não existisse distribuição de percurso, ou seja, como se fosse uma adutora pura. Aplicando o método mais rigoroso – folha de cálculo de HA1 – e aproveitando os cálculos efetuados para o exemplo prático 1, define-se para o troço 1 o diâmetro Ø200 mm.

O troço 2 é dimensionado para o maior dos caudais de dimensionamento, entre adução ($Q_{dim}^{2,1}$) e distribuição ($Q_{dim}^{2,2}$). Atendendo às considerações feitas na secção 4.1.2.1, vem:

$$Q_{dim}^{2,1} = Q_{e,40}^1 = 153 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{dim}^{2,2} = Q_{dim}^3 = Q_{pi,40} = Q_{md,40} \times f_{pi} + Q_{perdas,40} = (1\,440 \times 3,0 + 0,2 \times 1\,440)/24 = 192 \text{ m}^3/\text{h}$$

Logo o caudal de dimensionamento do troço 2 é $Q_{dim}^{2,2}$.

Com uma velocidade mínima de 0,3 m/s e máxima calculada pela expressão (4.1), o diâmetro da conduta fica limitado ao mínimo Ø315 mm e máximo Ø500 mm. Como se pretende a melhor solução do ponto de vista económico, escolhe-se o menor dos possíveis e verifica-se se as condições de pressão no nó F (nó crítico) cumprem os seguintes valores regulamentares, considerando que, nesse nó, existe um número máximo de 3 pisos acima do solo:

$$H = 100 + 40 \times 3 = 220 \text{ kPa}$$

$$Flutuação_{máx} = 300 \text{ kPa}$$

Note-se que, por simplificação, no exemplo prático proposto, considerou-se que os requisitos na rede de distribuição são cumpridos se forem verificadas as condições³⁶ de funcionamento regulamentares para um nó crítico da rede (nó F).

Fazendo os cálculos verifica-se que o Ø315 mm cumpre os requisitos, pelo que é o diâmetro que se adota. O Quadro 4.2 resume o dimensionamento da conduta e a verificação das pressões.

Quadro 4.2. Dimensionamento e verificação das restrições de funcionamento em F, para o exemplo prático 2

	DN (mm)	$p/\gamma_{máx,40}$ (kPa)	$p/\gamma_{mín,40}$ (kPa)	Flutuação _{máx,40} (kPa)	$v_{máx,40}$ (m/s)
Troço 1	200	-	-	-	-
Troço 2	315	-	-	-	-
Rede: Nó F	-	450,7	354,5	96,2	0,78

4.1.3. Exemplo prático 3

Apresenta-se na Figura 4.4 um sistema adutor por bombeamento, composto por um reservatório R1 que abastece um reservatório de distribuição R2. A conduta é composta por

³⁶ Neste exemplo, como se considera que o nó crítico é o nó mais afastado e situado à cota mais elevada, basta verificar a máxima flutuação de pressão e a pressão mínima. Num problema real, as velocidades mínimas e máximas teriam que ser verificadas em todos os troços constituintes da rede e a pressão máxima teria que, pelo menos, ser verificada para um outro nó crítico, o mais baixo da rede. Uma vez que sai fora do âmbito desta dissertação o dimensionamento de redes de distribuição, optou-se por esta simplificação.

um troço descendente (A-B), seguido de um troço ascendente (B-D) e seguido por um troço final descendente até ao reservatório de chegada (D-E). No ponto D, tratando-se de um ponto alto, está instalada uma ventosa para permitir a saída de ar, pelo que, nesse local, terá que se garantir uma pressão mínima de 3 m c.a.

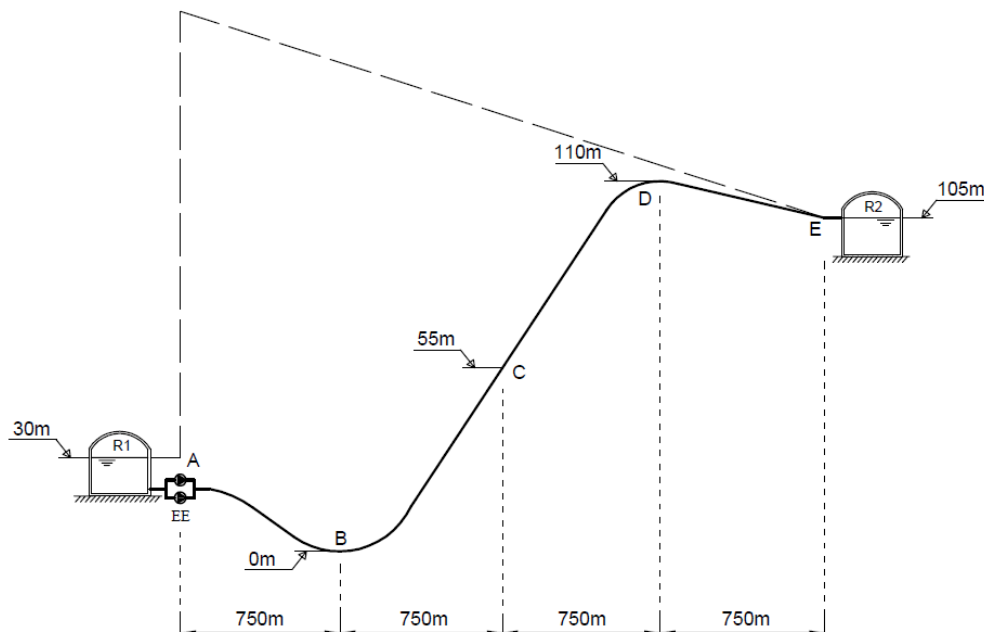


Figura 4.4. Exemplo prático 3

Neste exercício pretende-se determinar o diâmetro ótimo da adutora dispondo de dois materiais: PEAD (classes 1,0 e/ou 1,6 MPa) e o FFd. Os dados relativos aos consumos, bem como a taxa de atualização e período de exploração, são os mesmos indicados no exemplo prático 1.

Atendendo aos dados do problema, para um $Q_{md,0}$ de 37,5 m³/dia, um L de 3 000 m e um H_g de 75 m, por consulta dos quadros do Anexo 3.6 fixa-se $nb_{máx}$ em 16 horas para ambos os materiais.

Aplicando a fórmula de pré-dimensionamento, seguindo os mesmos passos do exemplo prático 1, vem:

- PEAD PN16: $D = 0,195 \text{ m} \Rightarrow \text{DN } 250 \text{ mm}$
- FFd: $D = 0,194 \text{ m} \Rightarrow \text{DN } 200 \text{ mm}$

Note-se que, para os dados da Figura 4.4, nos dois primeiros troços a pressão na conduta excede 1,0 MPa, logo o PEAD PN10 não pode ser usado, pelo que na fórmula de pré-dimensionamento apenas se podem considerar o PEAD PN16 e o FFd.

Determinados os diâmetros, é necessário verificar se é cumprida a restrição da pressão mínima de 3,0 m c.a. no ponto D. A pressão em D, pelo teorema de Bernoulli (expressão 2.3), é dada pela seguinte expressão:

$$\frac{p}{\gamma_D} = H_A - \Delta H_{A-D} - z_D \quad (4.3)$$

Determinando a perda de carga unitária, J , usando uma expressão do tipo $J = k \cdot Q^N \cdot D^{-M}$, vem:

PEAD PN16: $J = 0,00694 \text{ m/m}$

FFd: $J = 0,00954 \text{ m/m}$

Substituindo J na expressão (4.3), fica:

PEAD PN16: $\frac{p}{\gamma_D} = (30 + 75 + 0,00694 \times 3\,000) - 0,00694 \times 2\,250 - 110 = 0,20 \text{ m c. a.}$

FFd: $\frac{p}{\gamma_D} = (30 + 75 + 0,00954 \times 3\,000) - 0,00954 \times 2\,250 - 110 = 2,16 \text{ m c. a.}$

Logo, em ambos os materiais não é satisfeita a condição de pressão em D.

Para resolver o problema pode-se intervir de duas formas: adotar o diâmetro comercial inferior, aumentando dessa forma a velocidade de escoamento, o que aumenta também as perdas de carga, logo aumenta a altura total de elevação, o que leva ao aumento generalizado das pressões ao longo da conduta; outra hipótese passa por fixar uma pressão de chegada ao reservatório R2 (E) superior a zero, de modo a que em D a pressão cumpra os 3,0 m c.a. Ambas as alterações influenciam negativamente o custo global devido ao aumento dos custos de energia.

Há que ter ainda em conta que, se na solução em PEAD (PN16) ambas as opções sugeridas são admissíveis, já para o FFd não é aceitável diminuir o diâmetro, dado que isso provocaria velocidades de escoamento excessivas na conduta, restando apenas a segunda hipótese.

Em seguida, resolve-se o mesmo exercício seguindo uma abordagem distinta, através da metodologia explanada na secção 2.5.2 deste trabalho. Este método, além de introduzir no problema de otimização dos custos a inclusão de restrições de pressão e velocidade, ao dividir a conduta em troços tem desde logo a vantagem de permitir a inclusão do PEAD (PN10) no estudo. A divisão da conduta em troços permite assim que seja possível atribuir mais do que um material e mais que um diâmetro nos diferentes troços da conduta.

Aproveitando as potencialidades do método na otimização dos custos, contemplam-se as seguintes quatro opções para o dimensionamento ótimo da conduta:

- opção 1: conduta totalmente em PEAD (PN16);
- opção 2: primeiros dois troços em PEAD (PN16) e restantes em PEAD (PN10);
- opção 3: conduta totalmente em FFd;
- opção 4: primeiros dois troços em FFd e os restantes em PEAD (PN10).

Primeiramente definem-se as restrições de velocidade máxima e mínima para delimitar o conjunto de diâmetros possível para cada material em cada troço. Assumindo uma velocidade máxima e mínima de 2,0 m/s e 0,5 m/s, respetivamente, limitam-se os diâmetros possíveis aos seguintes:

- PEAD (PN10)/FFd: Ø200, Ø250 e Ø315/300;
- PEAD (PN16): Ø200, Ø250, Ø315 e Ø400.

Dado tratar-se de um problema de programação linear, resolveu-se o mesmo pelo método *Simplex* implementado no suplemento Solver do Excel. O Quadro 4.3 resume os resultados obtidos para as diferentes opções.

Quadro 4.3. Dimensionamento do exemplo prático 2, pelo método de programação linear

Opção	Solução obtida	p/γ_D (m c.a.)	Custo Global
1	2 793 m c/Ø250 (PEAD PN16) e 207 m c/Ø200 (PEAD PN16)	3,00	534 866,11 €
2	2 425 m c/Ø250 (PEAD PN16) e 575 m c/Ø200 (PEAD PN10)	3,00	491 745,51 €
3	3 000 m c/ Ø200 (FFd)	2,84	630 070,31 €
4	1 500 m c/Ø200 (FFd), 925 m c/Ø250 (PEAD PN10) e 575 m c/Ø200 (PEAD PN10)	3,00	540 653,87 €

Como indicam os resultados do Quadro 4.3, apenas não é possível satisfazer a restrição de pressão mínima em D na opção 3. Das opções admitidas que cumprem, a opção 2 é a que permite obter o menor custo global. Na Figura 4.5 apresenta-se o esquema da solução ótima da melhor opção com a respetiva linha piezométrica.

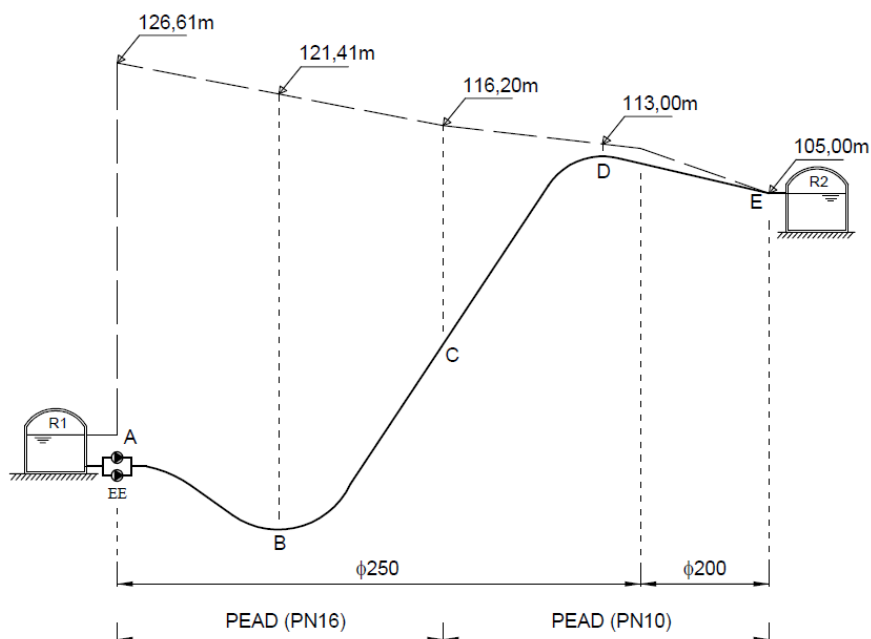


Figura 4.5. Esquema e linha piezométrica da opção 2

Analisando os resultados obtidos para as soluções 1 e 3, onde apenas se considera um material para toda a conduta, tal como é admitido na fórmula de pré-dimensionamento, conclui-se que, para a opção 1, a diminuição do diâmetro em parte da conduta de Ø250 mm para Ø200 mm permite cumprir a restrição de pressão em D. Na opção 3 a metodologia não encontrou uma

solução que satisfizesse a pressão em D porque, como já se tinha referido, não é possível reduzir o diâmetro na conduta. Admitindo que a pressão em E pudesse ser superior a 0 m c.a., seguidamente estuda-se o custo global obtido para ambas as opções, sem que haja alteração do diâmetro e fixando uma pressão de 3 m c.a. em D. Procedendo a algumas alterações ligeiras na folha de cálculo, obtém-se:

opção 1: Custo Global = 539 623,16 € (3 000 m c/PEAD PN16 Ø250)

opção 3: Custo Global = 632 286,80 € (3 000 m c/FFD Ø200)

Verifica-se assim que na opção 1 é preferível alterar o diâmetro e não a pressão de chegada a E. Já na opção 3, não sendo possível diminuir o diâmetro, a única solução possível implica um agravamento de cerca de 2 000 € nos custos, devido ao aumento da altura de elevação, o que em termos percentuais significa apenas mais 0,35%.

Da aplicação dos dois métodos, expressão (3.31) e método de programação linear, para o dimensionamento ótimo, demonstra-se que, em sistemas simples, com um traçado altimétrico variável, que obriguem à imposição de pressões mínimas em determinados locais da conduta, o primeiro poderá não apresentar necessariamente a solução mais económica, ou mesmo viável do ponto de vista de funcionamento. Já o segundo, além de ser um método de simples aplicação e versátil, na medida em que permite a utilização de diferentes materiais e mais que um diâmetro ao longo da conduta, é aplicável a todo o tipo de problemas de condutas elevatórias simples ou complexas, podendo por isso definir-se como sendo um método geral para o dimensionamento de condutas adutoras.

4.2. Operação Ótima

Neste ponto vai ser estudada a operação ótima dos sistemas adutores dos exemplos práticos 1 e 2, dimensionados na secção 4.1.

Por operação ótima de sistemas adutores entende-se o estudo efetuado no sentido de minimizar os custos decorrentes da operação da estação elevatória (EE).

Antes de iniciar o processo de análise dos exemplos práticos, faz-se uma breve introdução ao tema a partir da bibliografia consultada.

O conceito de otimização da operação de SAA, particularizando para a adução, advém das necessidades cada vez mais crescentes de minimização dos custos de energia. Atualmente, segundo alguns autores, estima-se que os encargos com energia elétrica representem 90% do total dos gastos de energia (Almeida, 2010). Almeida (2010) cita ainda o caso de uma empresa nacional em que no seu relatório de contas estes valores atingem os 85%. Bardales (2007) refere que, à escala mundial, se estima que os custos de energia elétrica da área do saneamento representem aproximadamente 7% do consumo de energia total.

Devido às recentes crises energéticas, à necessidade de contenção nas despesas de operação e à crescente preocupação internacional para a diminuição dos impactes ambientais, é portanto essencial que se encontrem formas mais eficientes de usar os recursos existentes.

No entanto, tal redução dos gastos energéticos não deve ser conseguida à custa da fiabilidade³⁷ hidráulica dos SAA, na medida em que a qualidade do serviço prestado não deve ser posta em causa, tal como a possibilidade de expansão ou reforço desses sistemas (Bardales 2007).

Tsutiya (2001 *apud* Bardales, 2007) refere que as estratégias para redução dos custos de energia elétrica assentam em três grandes campos:

- redução do custo sem diminuição do consumo de energia elétrica: alteração da potência contratada pela entidade gestora e renegociação dos tarifários com a entidade fornecedora;
- redução do custo pela diminuição do consumo de energia elétrica: redução das alturas manométricas (diminuição das perdas de carga), controlo de fugas e perdas, quer do sistema adutor quer da rede de distribuição, substituição dos grupos elevatórios por outros mais eficientes;
- redução do custo pela alteração da política operacional: funcionamento dos grupos somente durante os horários estritamente imprescindíveis e nos horários de menor custo do kWh, uso de grupos elevatórios de velocidade variável.

Nas últimas décadas, impulsionados sobretudo pela evolução das tecnologias de cálculo computacional, surgiram diversas metodologias e técnicas de otimização, tanto ao nível da conceção de novos sistemas, como da gestão de sistemas existentes. Os novos métodos vieram substituir os antigos, do tipo tentativa e erro, que se baseavam em experiências anteriores bem-sucedidas.

Entre os novos métodos, surgiram primeiramente metodologias de programação clássica, linear (amplamente utilizados) e não linear (pouco utilizados). Dada a complexidade da otimização dos SAA, em particular das estações elevatórias, surgiu a necessidade de incluir nos estudos objetivos múltiplos e conflitantes (pressões, velocidades, qualidade da água, minimização do número de arranques das bombas, etc.), surgindo portanto métodos mais eficientes e fiáveis, tais como programação dinâmica e métodos heurísticos (Bardales, 2007; Almeida, 2010). Desses últimos, os métodos heurísticos foram aplicados com bastante sucesso, pelo que são dos mais utilizados, dos quais se podem destacar o método dos algoritmos genéricos e o *simulated annealing*. Na bibliografia consultada também se encontram referidos os métodos híbridos, que resultam da aplicação conjunta de técnicas de simulação hidráulica com técnicas de otimização (Brion e Mays, 1991 *apud* Bardales, 2007).

³⁷ Bardales (2007) define fiabilidade como sendo uma medida de performance do sistema. Citando Mays (1989) o autor refere que existem dois tipos de fiabilidade: mecânica e hidráulica.

Voltando aos objetivos traçados para esta secção, para o estudo da operação ótima dos exemplos práticos 1 e 2, vai ser usada a metodologia baseada em modelos de balanço mássico, tendo por base modelos de programação linear inteira mista (com variáveis binárias), aplicável a sistemas de adução simples e desenvolvida por Sousa (2006).

O modelo proposto para a otimização dos custos propõe definir hora a hora, para um dia do período de exploração, como deve ser operada a estação elevatória, ou seja, em que horas devem as funcionar as bombas, de modo a que o custo diário de energia elétrica ativa seja mínimo.

Neste método, à semelhança de outros métodos presentes na bibliografia da especialidade, considera-se que a água é bombeada de um reservatório de nível fixo para um reservatório de nível variável, sujeito a restrições de nível máximo, mínimo e inicial.

4.2.1. Exemplo prático 1: operação ótima

Atenda-se ao sistema elevatório simples do exemplo prático 1, dimensionado na secção 4.1.1. Para o estudo da sua operação, tendo em vista a análise pretendida, introduziram-se parâmetros de cálculo adicionais para o nível de água do reservatório de distribuição R2 e para a rede de distribuição, como se apresenta na Figura 4.6. Os dados do dimensionamento considerados foram os obtidos pela folha de cálculo de H.A.1.

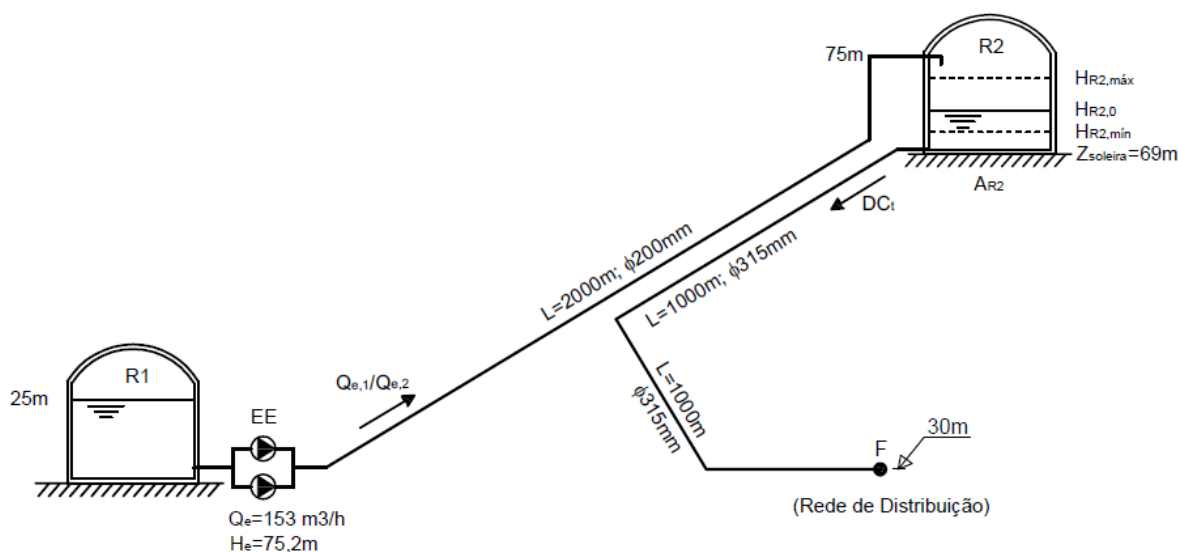


Figura 4.6. Exemplo prático 1 – operação do sistema

Na figura apresentada, a água bombeada a partir de R1 parte de um nível que se considera constante, à cota de 25 m, e entra na parte superior do reservatório R2, à cota de 75 m. R2 encontra-se inicialmente com um nível de água designado por nível inicial, $H_{R2,0}$, que vai variar ao longo do período de operação, conforme o funcionamento da adução e a evolução dos consumos da rede de distribuição a jusante (nó F). O reservatório R2 é de secção circular

e a sua soleira está à cota de 69 m. A entrega da adução é feita 1 metro acima do nível máximo de água em R2, ou seja, a altura de água, h_{R2} , será no máximo de 5 m.

Para a rede a jusante de R2, considera-se uma distribuição horária dos consumos para um dia, DC_t , caracterizada pelo diagrama da Figura 4.7.

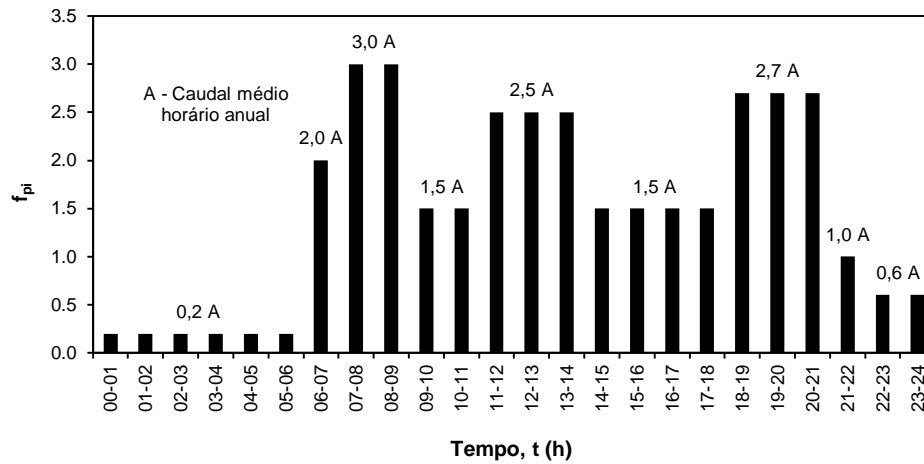


Figura 4.7. Diagrama de consumos do exemplo prático 1, para um f_{pi} de 3,0 (E-212 do LNEC – Sá Marques e Sousa, 2009)

Previamente à aplicação do modelo de otimização é necessário definir o volume do reservatório de distribuição, V_{R2} , os níveis de água $H_{R2,máx}$, $H_{R2,mín}$ e $H_{R2,0}$, a área do reservatório, A_{R2} , e as características das bombas a usar para a estação elevatória.

A capacidade dos reservatórios de distribuição, segundo o artigo 70.º do RGSPDADAR, deve, obrigatoriamente, corresponder à soma do volume de regularização com o maior volume das seguintes situações de emergência: reserva de combate a incêndios e reserva para avarias na alimentação.

No cálculo dos diferentes volumes envolvidos usou-se uma folha de cálculo em Excel de HA1, preparada para o efeito. Os resultados foram resumidos no Quadro 4.4.

Quadro 4.4. Volume do reservatório de distribuição do exemplo prático 1

Volume de regularização, V_1	Volume de emergência, V_2		Volume total, $V = V_1 + V_2$
	Vol. de avaria	Vol. de incêndio (Grau 2)	
1 005 m ³	234 m ³	125 m ³	1 239 m ³

Quanto aos níveis de água do reservatório (restrições do modelo), conhecendo os valores de V_{R2} e h_{R2} define-se a área mínima do reservatório, A_{R2} :

$$A_{R2} = \frac{1\,239}{5} = 247,8 \text{ m}^2$$

Sabendo que o nível máximo deve corresponder ao volume total de cálculo, que o nível mínimo deve corresponder, no mínimo, ao volume de emergência e que o nível inicial deve ser igual ou superior ao mínimo, vem:

$$H_{R2,máx} = 74 \text{ m}$$

$$H_{R2,mín} = 70 \text{ m}$$

$$H_{R2,0} = 71 \text{ m}$$

Para a escolha das bombas da estação elevatória, consultaram-se os catálogos técnicos da Grundfos (WebCAPS) e procuraram-se as bombas³⁸ que tivessem o maior rendimento para o ponto de funcionamento do ano horizonte (ano 40), definido por H_e e Q_e . Lembrando que a estação elevatória é composta por duas bombas idênticas, instaladas em paralelo, é necessário dividir o caudal por ambas as bombas, por igual, ou seja, cada bomba é escolhida para o seguinte ponto de funcionamento: $H_e = 75,2 \text{ m}$; $\frac{Q_e}{2} = 76,5 \text{ m}^3/\text{h}$. As especificações técnicas das bombas escolhidas encontram-se no Anexo 4.1.

A partir dos elementos fornecidos pelo fabricante das bombas, definiram-se as seguintes curvas caraterísticas de cada bomba:

$$H_e = -48\,955Q^2 + 726,3Q + 81,899 \quad (4.4)$$

$$\eta_B = -121\,247Q^2 + 5\,424,3Q + 10,894 \quad (4.5)$$

onde H_e representa a altura de elevação (m), η_B o rendimento da bomba e Q o caudal elevado (m^3/s).

A solução final que se pretende obter deverá indicar o estado de funcionamento das bombas hora a hora, ao longo de um dia (período de operação). Neste problema, existindo duas bombas, identificam-se duas combinações possíveis de funcionamento:

- combinação 1: uma bomba a funcionar;
- combinação 2: duas bombas a funcionar em simultâneo.

Atendendo aos dados do problema e considerando as perdas de carga calculadas pela fórmula de Scimemi, definiu-se a equação da curva caraterística do sistema:

$$H_s = 50 + 7\,625,394Q^{1,808} \quad (4.6)$$

em que Q é o caudal escoado (m^3/s) e H_s é a energia necessária ao escoamento de Q (m).

O ponto de funcionamento para cada combinação é obtido pela interseção da curva do sistema com a curva da bomba, como se apresenta na Figura 4.8.

³⁸ Nesta análise, considera-se que as bombas são sempre as mesmas ao longo do período de exploração, pelo que apenas se considera um único período de adução ao longo dos 40 anos.

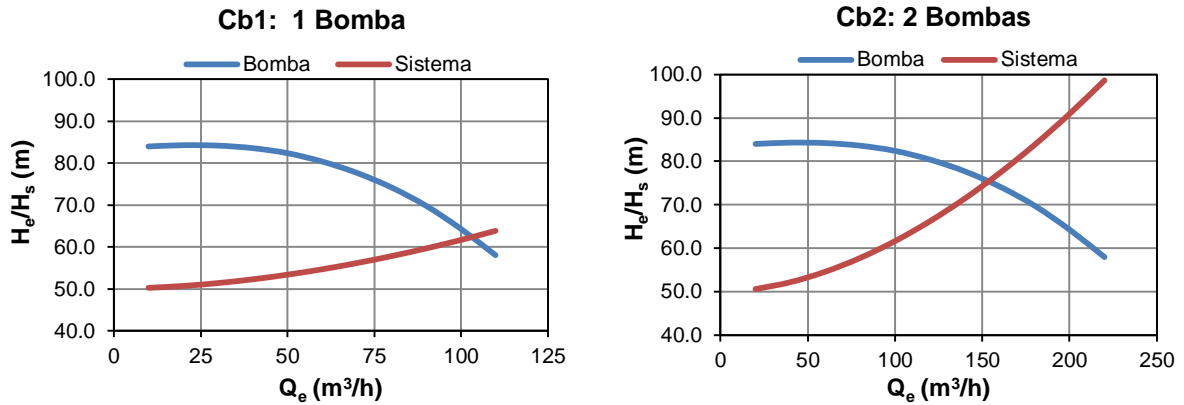


Figura 4.8. Curva caraterística da bomba e do sistema, para as combinações 1 e 2, do exemplo prático 1

Analiticamente, para a combinação 1, igualando as expressões (4.4) e (4.6) determina-se $Q_{e,1}$, e $H_{e,1}$. Substituindo $Q_{e,1}$ na equação (4.5) determina-se o rendimento da bomba, $\eta_{B,1}$. A potência consumida (kW), P_1 , é dada pela expressão:

$$P_1 = \frac{9,8 Q_{e,1} \cdot H_{e,1}}{\eta_{B,1} \cdot \eta_{M,1}} \quad (4.7)$$

onde $\eta_{M,1}$ é o rendimento do motor para o ponto de funcionamento da combinação 1, obtido por consulta do catálogo do fabricante (Grundfos – WebCAPS).

Repetindo o procedimento para a combinação 2, tendo o cuidado de, tal como na escolha das bombas, dividir o caudal das expressões (4.4) e (4.5) por 2, determinaram-se as caraterísticas de funcionamento. O Quadro 4.5 resume os resultados obtidos.

Quadro 4.5. Caraterísticas de funcionamento para as combinações 1 e 2 do exemplo prático 1

Combinação	Q_e (m³/h)	H_e (m)	η_B (%)	P (kW)
Cb1 – 1 Bomba	103,34	62,41	66,69	28,08
Cb2 – 2 Bombas	153,00	75,23	71,41	46,77

Feitos todos os cálculos prévios, passou-se à aplicação concreta do modelo de operação ótima do sistema, que consiste em resolver um modelo de programação linear inteira mista cuja função objetivo é minimizar o custo da energia elétrica ativa consumida ao longo de um dia de operação (dividido em 24 períodos horários), dado pela expressão:

$$\text{Min.} \sum_{t=1}^{24} C_{Ea,t} \cdot \sum_{i=1}^2 P_i \cdot YEE_{t,i} \quad (4.8)$$

onde:

YEE - variáveis de decisão - são variáveis binárias que indicam o estado de funcionamento das bombas de cada combinação em cada hora do período diário: tomam o valor de 1 se a combinação das bombas estiver ativa e 0 se estiver inativa;

C_{Ea} - custo da energia ativa (€/kWh), definidos pelo tarifário MT do Anexo 3.5.

De seguida, indicam-se as restrições do modelo (Sousa, 2006):

- restrições de balanço mássico do reservatório:

$$H_{R2,t} = H_{R2,t-1} + \left[\frac{YEE_{t,1} \cdot Q_{e,1} + YEE_{t,2} \cdot Q_{e,2} - DC_t}{A_{R2}} \right] \quad (4.9a)$$

- restrições de nível mínimo:

$$H_{R2,t} \geq H_{R2,\min} \quad (4.9b)$$

- restrições de nível máximo:

$$H_{R2,t} \leq H_{R2,\max} \quad (4.9c)$$

- restrições de nível mínimo no final do período de operação:

$$H_{R2,24} \geq H_{R2,0} \quad (4.9d)$$

- restrições de funcionamento das bombas (não é possível estarem as combinações 1 e 2 ativas em simultâneo):

$$YEE_{t,1} + YEE_{t,2} \leq 1 \quad (4.9e)$$

com $t = 1, 2, 3, \dots, 24$

Para a resolução do modelo, aplicou-se um método exato, o método *branch and bound*, implementado no suplemento Solver do Excel, procurando a solução para o dia médio do ano 40, ou seja, para o caudal médio diário.

Os resultados obtidos apresentam um custo de 38,26 € para o dia médio³⁹ do ano horizonte de projeto, correspondendo ao esquema de operação indicado na Figura 4.9.

³⁹ Para o cálculo do caudal médio horário na rede, os coeficientes do diagrama da Figura 4.7 têm de ser divididos por 1,5, já que estes foram estabelecidos para um caudal de ponta diário com um f_{pd} igual a 1,5.

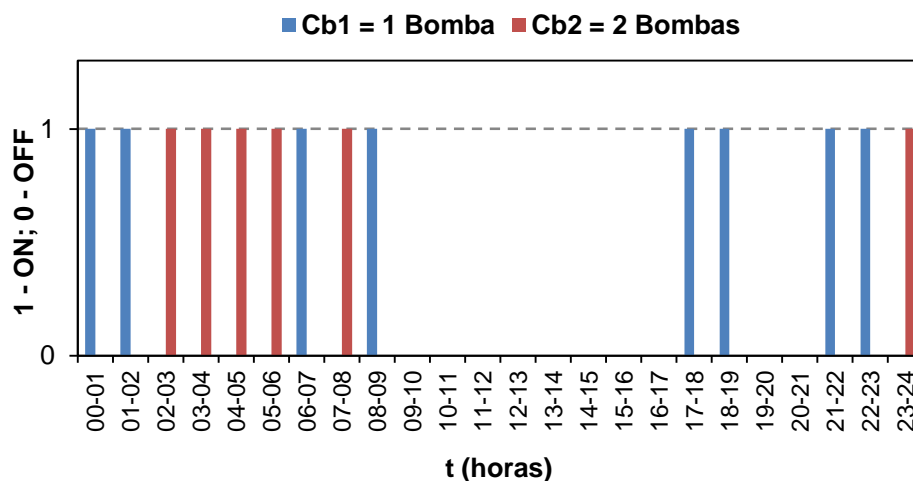


Figura 4.9. Esquema de funcionamento das bombas, para as combinações 1 e 2, do exemplo prático 1

A trajetória do nível do reservatório R2, que permite verificar se as restrições dos níveis de água são cumpridas, é apresentada na Figura 4.10.

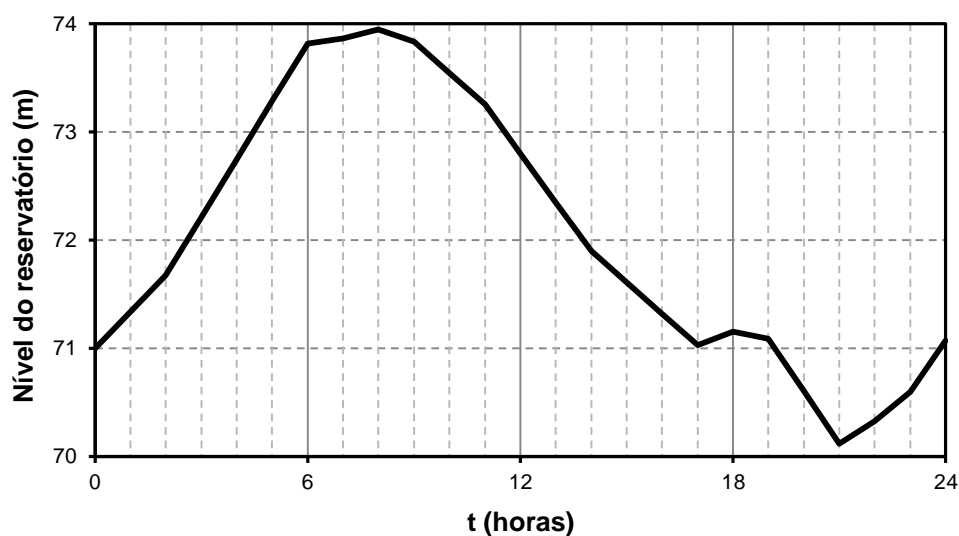


Figura 4.10. Trajetória do nível do reservatório R2 do exemplo prático 1

Para uma ter uma visão global dos resultados, elaborou-se um gráfico para análise da solução obtida, envolvendo diferentes variáveis, nomeadamente o custo da energia ativa, o caudal elevado pelas bombas e o consumo da rede (Figura 4.11).

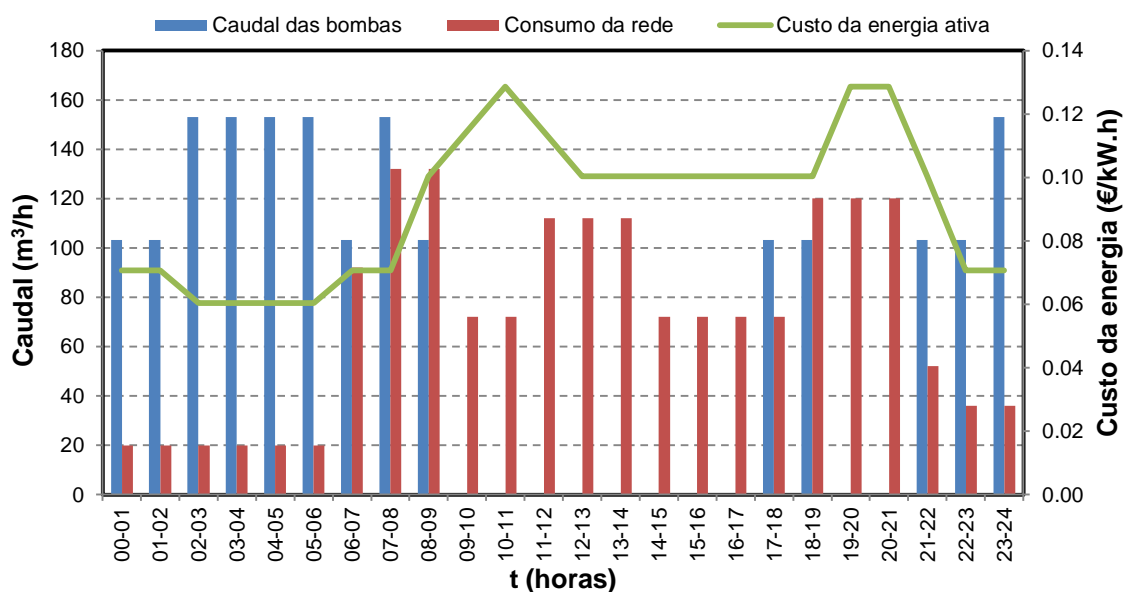


Figura 4.11. Gráfico da operação ótima do exemplo prático 1, para o caudal médio do ano 40

Pela observação do gráfico da Figura 4.11 é facilmente perceptível que a solução determinada pelo modelo procurou, por um lado, bombear mais caudal nas horas de menor custo e, por outro, evitar bombear nas horas de custo mais elevado.

Dada a simplicidade do problema apresentado, aproveitou-se para aplicar novamente o modelo para diferentes períodos de exploração, espaçados de 10 em 10 anos (anos 0, 10, 20 e 30) e para duas situações de consumos na rede: caudal médio diário e caudal de ponta diário. Com esta segunda análise pretende-se, em primeiro lugar, verificar como se distribuem as horas de bombeamento ao longo dos 40 anos de exploração em ambos os casos (caudal médio e caudal de ponta) e, em segundo, quantificar as diferenças de custos entre o dia de ponta e o dia médio.

Os resultados obtidos para a situação de caudal médio e caudal de ponta estão resumidamente apresentados, respetivamente, nos Quadros 4.6 e 4.7. No Anexo 4.2 encontram-se os resultados detalhados, que incluem as variáveis binárias referentes aos 24 períodos horários.

Quadro 4.6. Custos e horas de bombeamento para diferentes anos do período de exploração do exemplo prático 1, para o caudal médio

Caudal médio										
	ano 0		ano 10		ano 20		ano 30		ano 40	
	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}
Nº de horas diárias de funcionamento	9	0	8	2	11	1	9	4	8	6
C _{Ea} =	17,32 €/dia		21,74 €/dia		26,26 €/dia		32,55 €/dia		38,26 €/dia	

Quadro 4.7. Custos e horas de bombeamento para diferentes anos de exploração do exemplo prático 1, para o caudal de ponta

Caudal de ponta										
	ano 0		ano 10		ano 20		ano 30		ano 40	
	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}
Nº de horas diárias de funcionamento	8	3	9	4	9	6	9	8	12	8
C_{Ea} =	25,80 €/dia		32,86 €/dia		41,11 €/dia		49,52 €/dia		58,49 €/dia	

Analisando os dados dos Quadros 4.6 e 4.7, observa-se a tendência clara de aumento do número de horas de bombeamento à medida que se avança no período de exploração, como seria expectável. Conforme indicam os quadros do Anexo 4.2, para o caudal médio, esse aumento do número de horas não implica que seja necessário bombear nos períodos em que a energia é mais cara, situação que já não se consegue para o caudal de ponta. Verifica-se também que, para o ano 40, admitindo que ambas as bombas funcionam o mesmo número de horas, o período diário máximo de funcionamento de cada bomba é de 10 horas para o dia médio e 14 horas para o dia de ponta, ou seja, inferior ao valor máximo de 16 horas considerado no dimensionamento da adutora, o que se explica pelo facto de no dimensionamento não ser considerada a hipótese de funcionar uma só bomba e, neste caso, essa combinação produzir um caudal bastante superior a metade do caudal correspondente a duas bombas paralelas em simultâneo.

Em relação aos custos, em média, para os anos analisados, há um incremento de, aproximadamente, 52% do custo da energia ativa do consumo médio para o consumo de ponta. O que significa que, em média, um incremento de 50% do caudal aduzido, corresponde a um aumento um pouco superior a 50% dos custos de energia ativa. Esta correspondência deve-se ao facto do custo cobrado por hora de energia ativa consumida, por cada bomba, entre o dia médio e o dia de maior consumo ser muito semelhante. De referir que, para um $nb_{máx}$ de projeto superior ao considerado no exemplo, tal situação poderia não se verificar, podendo os custos aumentar para valores bem superiores a 50% nos dias de ponta.

4.2.2. Exemplo prático 2: operação ótima

Considere-se o exemplo prático 2, dimensionado na secção 4.1.2.2. Tal como no exemplo prático 1, também para a operação deste exemplo se procedeu a ligeiras alterações ao esquema, introduzindo parâmetros adicionais de cálculo. A Figura 4.12 apresenta o esquema considerado para o estudo de operação.

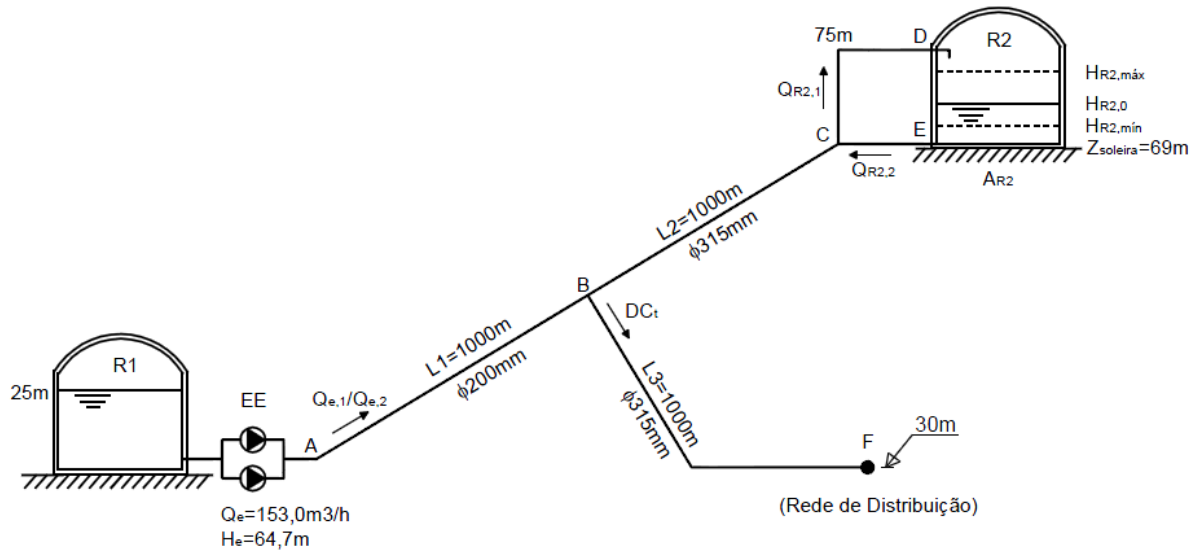


Figura 4.12. Exemplo prático 2: esquema de operação

Tal como no exemplo anterior, é necessário definir os seguintes parâmetros para o reservatório R2: V_{R2} , A_{R2} , $H_{R2,min}$, $H_{R2,máx}$ e $H_{R2,0}$.

Note-se que, neste problema, o cálculo do volume do reservatório é mais complexo que o do exemplo prático 1, uma vez que os caudais que entram, $Q_{R2,1}$, ou saem, $Q_{R2,2}$, variam em cada instante (hora) conforme a diferença entre o caudal aduzido e o caudal consumido na rede. Por sua vez, o caudal aduzido depende das combinações de funcionamento dos grupos da estação elevatória. Para os dados do problema há então a considerar 3 combinações possíveis, com a seguinte nomenclatura:

- Combinação 0: bombas desligadas;
- Combinação 1: uma bomba a funcionar;
- Combinação 2: duas bombas a funcionar em simultâneo.

Resumindo, ao longo de um dia, para as três combinações, existe um total de $3 \times 24 = 72$ caudais horários possíveis que entram e que saem, em igual número, de R2. Deste modo na determinação destes caudais usou-se o *software* de simulação hidráulica, EPANET 2.0. A Figura 4.13 mostra o esquema⁴⁰ introduzido no programa.

⁴⁰ No esquema, para simular a entrada de água por cima no reservatório R2, teve que se introduzir uma válvula de alívio (PSV - acrónimo do termo inglês *Pressure Sustaining Valve*) entre C e D. Colocou-se também uma válvula de retenção no troço C-E, para evitar o escoamento no sentido de C para E.

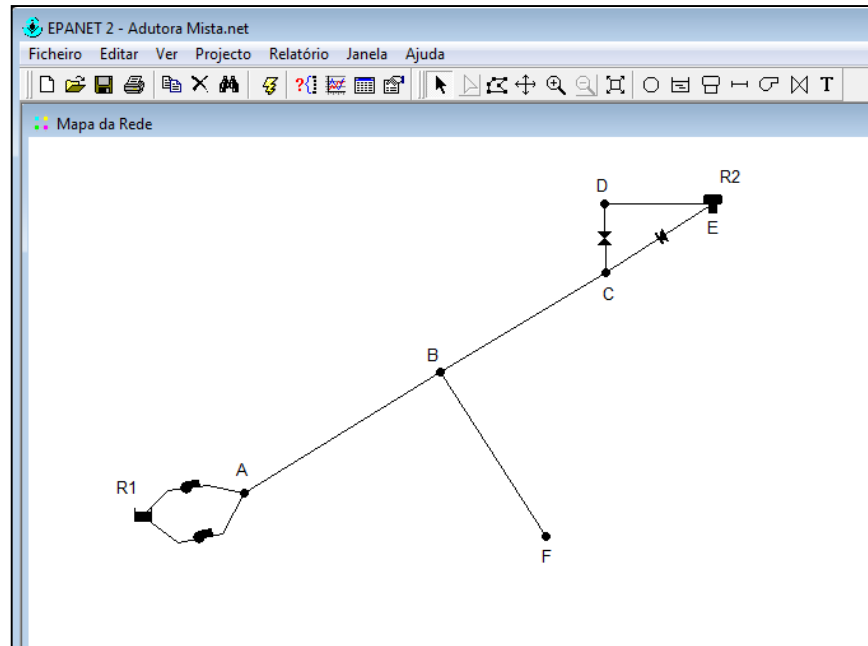


Figura 4.13. Esquema introduzido no EPANET para a adutora do exemplo prático 2

Introduzido o esquema da adutora no programa, o cálculo dos caudais $Q_{R2,1}$ e $Q_{R2,2}$ é feito simulando a rede para as combinações 1 e 2, alterando o consumo no nó F (nó da rede) para cada hora. Para a combinação 0, o caudal em cada instante é igual ao caudal que é consumido na rede, pelo que não é necessário simular.

Determinados $Q_{R2,1}$ e $Q_{R2,2}$, em cada hora, determina-se o volume do reservatório tal como foi feito para o exemplo prático 1, na secção 4.2.1. No Quadro 4.8 resume-se o cálculo de V_{R2} .

Quadro 4.8. Volume do reservatório de distribuição do exemplo prático 2

Volume de regularização, V_1	Volume de emergência, V_2		Volume total, $V = V_1 + V_2$
	Vol. de avaria	Vol. de incêndio (Grau 2)	
956 m ³	235 m ³	125 m ³	1 191 m ³

Atendendo aos dados do problema, determina-se a secção transversal do reservatório, A_{R2} , e fixam-se os níveis de água:

$$A_{R2} = 238 \text{ m}^2$$

$$H_{R2,m\acute{a}x} = 74 \text{ m}$$

$$H_{R2,m\acute{i}n} = 70 \text{ m}$$

$$H_{R2,0} = 71 \text{ m}$$

Para a aplicação do modelo resta ainda definir as potências consumidas pela estação elevatória, P . Também neste caso, para as combinações 1 e 2, P varia consoante os consumos na rede, pelo que se recorreu novamente à simulação hidráulica no EPANET.

Introduzindo no programa as curvas características das bombas, escolhidas pelo catálogo da Grunfos (WebCAPS) para um H_e de 64,7 m⁽⁴¹⁾ e Q_e de 153,0 m³/h, simula-se o sistema para os diferentes consumos em F e determinam-se as potências consumidas em cada hora para ambas as combinações.

Resolvendo-se o modelo de programação linear inteira mista obteve-se um custo de energia de 30,03 € para o dia médio do ano 40. Para a solução obtida, o esquema de operação das bombas é indicado na Figura 4.14, a trajetória do nível do reservatório na Figura 4.15 e o esquema global está apresentado na Figura 4.16.

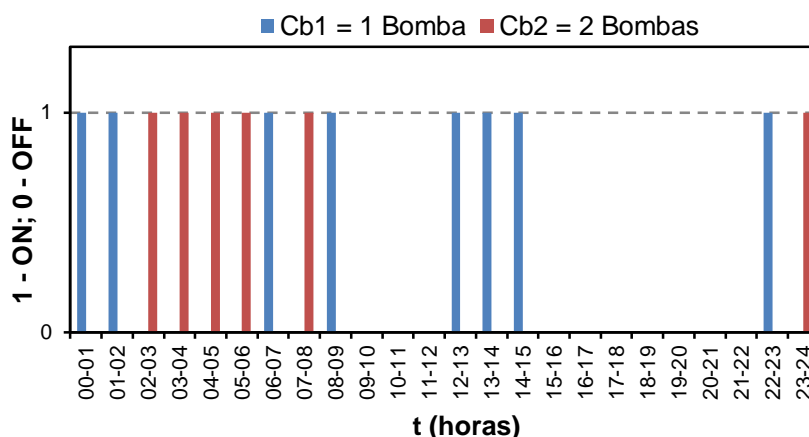


Figura 4.14. Esquema de funcionamento das bombas, para as combinações 1 e 2, do exemplo prático 2

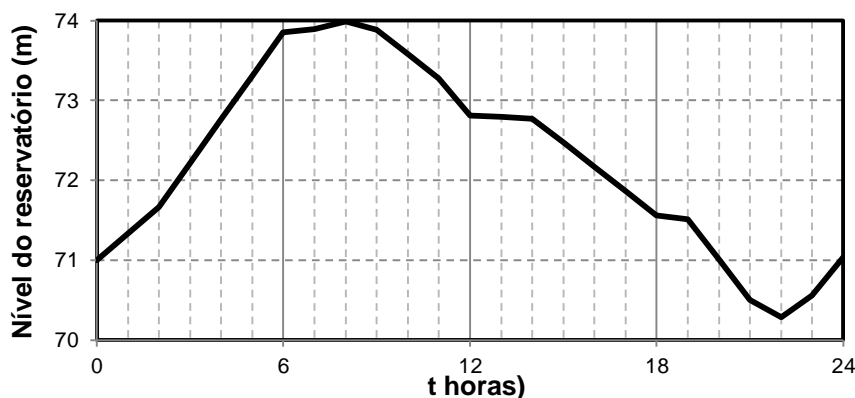


Figura 4.15. Trajetória do nível do reservatório R2 do exemplo prático 2

⁴¹ Note-se que, no EPANET, as perdas de carga foram calculadas usando a expressão de Hazen-Williams. Desse modo, para aproximar os valores das perdas de carga às calculadas pelo programa, usaram-se os seguintes valores para os coeficientes k , N e M , para o dimensionamento do exemplo prático 2: $k = 43,63^{-1,828}$; $N = 1,828$; $M = 4,885$. O uso destes coeficientes (diferentes dos usados no dimensionamento da adutora do exemplo prático 1) origina uma perda de carga unitária ligeiramente superior à que seria calculada com os valores dos coeficientes usados no exemplo prático 1, o que faz com que a altura de elevação seja também superior.

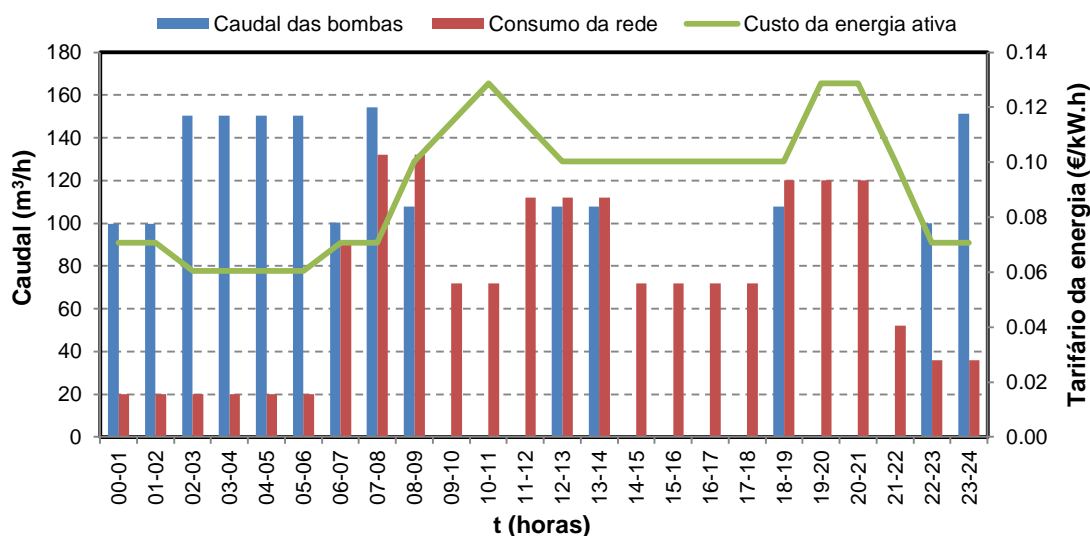


Figura 4.16. Operação ótima do exemplo prático 2, para o caudal médio do ano 40

Analisando o gráfico da Figura 4.16, observou-se que não é necessário bombear caudal nos períodos de energia mais cara (ponta) e que as duas bombas só funcionam simultaneamente nas horas de menor custo de energia (vazio normal e super vazio).

Em seguida, calcularam-se também os custos de energia do dia médio para diferentes anos do período de exploração (anos 0, 10, 20 e 30), de forma a avaliar a evolução dos custos ao longo dos 40 anos. Os caudais que entram ou saem do reservatório e as potências consumidas, para os respetivos anos, tiveram que ser calculados recorrendo novamente à simulação hidráulica da adutora no EPANET. No Quadro 4.9 apresenta-se o resumo dos resultados obtidos e no Anexo 4.2 apresentam-se os resultados detalhados.

Quadro 4.9. Custos e horas de bombeamento para diferentes anos do período de exploração do exemplo prático 2, para o caudal médio

Caudal médio										
	Ano 0		Ano 10		Ano 20		Ano 30		Ano 40	
	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}
Nº total de horas de funcionamento	8	1	8	2	7	4	3	8	8	6
C_{Ea} =	14,24 €/dia		16,77 €/dia		21,06 €/dia		25,62 €/dia		30,03 €/dia	

Os comentários e as conclusões do quadro anterior serão feitos em conjunto com os dados homólogos do exemplo prático 1, na secção seguinte.

4.2.3. Comparação das soluções ótimas dos exemplos práticos 1 e 2

Como se explicou no início do presente capítulo, partindo dos resultados obtidos para o dimensionamento e operação ótimos dos exemplos 1 e 2, respetivamente, adutora pura e adutora mista, em seguida comparam-se os custos envolvidos em ambos os sistemas.

No que diz respeito ao dimensionamento ótimo (para o mesmo método – folha de cálculo de H.A.1), a diferença da solução da adutora mista para a da solução da adutora pura reside no diâmetro adotado para o troço de conduta adutor/distribuidor da primeira, que, face ao troço de conduta homólogo da segunda, tem um diâmetro comercial substancialmente superior (duas posições acima).

No que se refere ao funcionamento da rede, em termos de pressões, a flutuação máxima verificada em ambos os sistemas é de 96,2 kPa na adução mista e de 71,2 kPa⁽⁴²⁾ na adução pura. Como o regulamento permite flutuações máximas de 300 kPa, mesmo no caso da adução mista está-se muito longe desses valores. Caso se queira reduzir o valor da flutuação de pressão poder-se-á colocar uma VRP no nó B, de modo a regularizar a pressão à saída.

Este aumento de diâmetro, por um lado, traduz-se num aumento dos custos de investimento inicial, por outro, ao introduzir menores perdas de carga nesse troço, permite diminuir a altura total de elevação. A diminuição da altura total de elevação, para o mesmo caudal elevado, permite, desde logo, que os grupos elevatórios possam ser de menores dimensões e, à partida, mais baratos. Ainda que não tenha sido possível quantificar a diferença de custos das bombas escolhidas para ambas as condutas, olhando para as especificações técnicas retiradas dos catálogos consultados, presentes no Anexo 4.1, verifica-se uma diminuição do diâmetro nominal do impulsor de Ø250 mm para Ø200 mm das bombas para a adutora/distribuidora. Ainda assim, o aspeto mais relevante da diminuição da altura total de elevação é a consequente diminuição da potência consumida pelo conjunto motor-bomba, implicando assim menores consumos de energia elétrica e, naturalmente, uma diminuição dos custos de exploração.

Outra diferença, que à partida era expetável, era a possibilidade de haver a necessidade de um menor volume do reservatório de distribuição para a adutora mista, visto que parte da água bombeada deriva diretamente para a rede de distribuição sem passar pelo reservatório. Observando os Quadros 4.4 e 4.8, verifica-se que o volume do reservatório da adutora mista é apenas 3,9% inferior ao da adutora pura, ou seja, são da mesma ordem de grandeza. Olhando para os dados parcelares de ambos os quadros, há uma diminuição de aproximadamente 50 m³ (4,9%) do volume para a regularização de consumos, enquanto que o volume de reserva para emergências é praticamente idêntico, de onde se conclui que a entrada de um menor caudal

⁴² $Flutuação_{máx} = p_{máx} - p_{mín} = 429,5 - 358,3 = 71,2 \text{ kPa}$

em que $p_{máx}$ e $p_{mín}$ são as pressões máxima e mínima no nó F (nó crítico) verificadas ao longo das diferentes horas do período de operação, para o caudal de ponta do ano 40.

por hora no reservatório implica uma diminuição do volume de regularização mas não do volume de emergência. Para estes exemplos verifica-se então que há um equilíbrio do volume total que não leva a uma poupança muito significativa de custos, ainda que exista.

Observando os custos de operação da estação elevatória obtidos pelo modelo de programação linear inteira mista, para os diferentes anos de exploração analisados, cujos resultados foram apresentados nos Quadros 4.6 e 4.9, verifica-se que a adutora do exemplo prático 2 tem, em média, custos de energia ativa inferiores aos do exemplo prático 1 na ordem dos 21%, para um número de horas de funcionamento por bomba quase idêntico.

Tendo em vista a comparação em termos de custo global de ambos os sistemas para os exemplos considerados, em seguida, partindo dos dados obtidos nas secções 4.1 e 4.2, efetua-se uma análise comparativa detalhada dos custos de investimento e custos de exploração.

Os custos de investimento, na presente análise, resumem-se aos custos da conduta adutora, calculados pelas funções de custo definidas na secção 3.1.3.

Os custos de exploração ou custos de energia, como se referiu na secção 3.2.4, não só incluem custos de energia ativa, mas também relativos à potência contratada. Para os custos de energia ativa, partindo dos valores calculados para o dia médio nos vários anos (anos 0, 10, ..., 40), presentes nos Quadros 4.6 e 4.9, em seguida, estimam-se os custos intermédios restantes, para os 40 anos de exploração, em função da tendência da evolução anual do custo.

Com os valores conhecidos para os anos analisados, verifica-se que a evolução dos custos de energia ativa em ambas as adutoras segue uma tendência exponencial⁴³:

$$y = a \cdot e^{b \cdot x} \quad (4.10)$$

onde:

y - custo da energia ativa para o dia médio (€/dia);

x - ano de exploração;

a e b - coeficientes do modelo de regressão.

Usando o método dos mínimos quadrados (resolvido pela opção “linha de tendência” do programa Excel), definem-se os coeficientes da aproximação a e b para os dois sistemas adutores. Os resultados obtidos estão apresentados no Anexo 4.3.

Para os custos referentes à potência contratada, p_0 , em tarifas MT, os custos anuais podem ser dados pelos valores obtidos pela expressão (3.27) multiplicados pelos 12 meses do ano.

⁴³ Traçando gráficos do custo da energia ativa, para o dia médio, em função do respetivo ano de projeto (para ambos os exemplos práticos), verificou-se uma tendência de evolução praticamente linear. Contudo, a função exponencial é a que apresenta um melhor coeficiente de determinação, R^2 . De referir que, embora ambos os valores de R^2 estejam muito próximos de 1, diferindo apenas por centésimas, para os custos em questão, uma diferença dessa grandeza é suficiente para originar variações nos custos na ordem dos milhares de €.

Desse modo, os custos totais de energia atualizados são calculados pela expressão:

$$C_{\text{exploração atualizados}} = \sum_{i=1}^{40} (12 p_{0,i} + 365 C_{Ea}) / (1 + t^i) \quad (4.11)$$

onde t é a taxa anual de juro.

Na aplicação da expressão anterior, considerou-se uma taxa de juro fixa de 5% ao ano. No Quadro 4.10 resumem-se os custos das soluções ótimas de ambos os sistemas.

Quadro 4.10. Comparação dos exemplos práticos 1 e 2

	Custos de investimento	Custos de exploração at.	Custo global
Adutora pura - Ex.1	113 455,14 €	172 960,41 €	286 415,56 €
Adutora mista - Ex.2	155 192,71 €	141 192,30 €	296 385,01 €

Olhando aos custos globais obtidos, a adutora pura apresenta um custo 3,5% inferior ao da adutora mista. Esta diferença deve-se à poupança no custo da conduta (custo de investimento inicial) que é consideravelmente inferior ao da adutora mista (menos 36,8%). Já os custos de exploração são 18,4% superiores aos da adutora mista.

Como se referiu na secção 4.1.2.1, além dos custos supra referidos, há ainda que contabilizar o custo associado à conduta que distribui para a rede pública, que é distinta num e noutro caso. O troço de distribuição da adutora do exemplo prático 1 (ver Figura 4.6), que acompanha a adutora desde o reservatório R2 até meio da conduta, não existe no exemplo prático 2 (ver Figura 4.12), visto que a própria conduta adutora já desempenha essa função. Logo, conclui-se que parte da conduta adutora tem de ser duplicada no exemplo de adução pura face ao misto (entre o reservatório de jusante e o ponto de ligação à rede de distribuição). Em seguida, calcula-se o custo de todas as condutas (adução e distribuição) de ambos os sistemas.

De acordo com o dimensionamento efetuado na secção 4.1.2.2, para o segundo troço da conduta mista (troço adutor/distribuidor), os diâmetros das condutas distribuidoras (troço 3) de ambos os exemplos são ambos em Ø315 mm. Consultando o quadro do Anexo 3.2 para os custos unitários da conduta para o PVC Ø315 mm, vem:

Adução pura (Ex. 1) - $\text{custo}_{\text{troço } 3} = 98,47 \times 2\,000 = 196\,940,00 \text{ €}$

Adução mista (Ex. 2) - $\text{custo}_{\text{troço } 3} = 98,47 \times 1\,000 = 98\,470,00 \text{ €}$

De seguida, apresenta-se o Quadro 4.11 que resume os vários resultados obtidos para os custos de ambos os sistemas de adução.

Quadro 4.11. Análise global dos custos dos sistemas adutores dos exemplos práticos 1 e 2

	Custos de Investimento			Custos de Exploração	Custo Global do Sistema
	Adução	Distribuição	Total		
Adutora pura Ex. 1	113 455,14 €	196 940,00 €	310 395,14 €	172 960,41 €	483 355,56 €
Adutora mista Ex. 2	155 192,71 €	98 470,00 €	253 662,71 €	141 192,30 €	394 855,01 €
Poupança do sistema misto face ao puro			-56.732,43 € -18,3%	-31 768,11 € -18,4%	-88 500,54 € -18,3%

De acordo com o quadro anterior conclui-se, portanto, que o sistema de adução mista é no global 18,3% mais barato que o de adução pura, em que grande parte da poupança total advém do menor custo de investimento total, devido à redução em condutas, e a restante do menor custo de exploração.

Além das vantagens económicas, em termos de custos, há ainda a referir outros benefícios em termos ambientais, tais como:

- redução de uma conduta significa consumo de menos recursos (matéria prima, energia e mão de obra);
- redução da energia consumida significa menos emissões de CO₂ para a atmosfera.

Concluindo, se a adutora mista for bem dimensionada pode conduzir a benefícios económicos (investimento e exploração) interessantes, bem como a benefícios para o ambiente (redução de recursos e de emissões de CO₂), sem colocar em causa a segurança do sistema ou a qualidade dos serviços prestados.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. Conclusões

O estudo ótimo de um sistema adutor envolve a conjugação de muitos parâmetros, alguns deles conflitantes, cuja determinação, ou estimativa, é ainda envolta em bastante incerteza, dados os custos envolvidos serem projetados para períodos de exploração, em regra, consideravelmente extensos.

O estudo feito ao longo deste trabalho teve como objetivos gerais apresentar diferentes metodologias de utilidade do ponto de vista do projetista, numa fase de pré-dimensionamento, para o cálculo de alguns parâmetros e, como específicos, analisar detalhadamente custos envolvidos no investimento e exploração de sistemas de adução com e sem distribuição de percurso (adução mista e pura, respetivamente), de modo a que se possa concluir se a decisão do abandono de soluções de adução mista tenha sido de facto uma boa decisão do ponto de vista técnico, económico e ambiental.

De um modo geral, os objetivos inicialmente propostos para esta dissertação foram cumpridos, tendo-se chegado a resultados de interesse no que respeita à tomada de decisão, tanto ao nível do pré-dimensionamento, como da operação ótima de sistemas elevatórios, bem como dos custos envolvidos em soluções com e sem distribuição de percurso.

No Capítulo 3 apresentaram-se algumas metodologias para as funções de custo de implantação das condutas, expressões de cálculo para a estimativa do rendimento do grupo motor-bomba, número médio de horas de bombeamento e para o cálculo dos custos de energia elétrica, e sugeriu-se uma nova expressão para o pré-dimensionamento, que tivesse em conta as referidas metodologias de cálculo dos vários parâmetros envolvidos.

As funções de custo determinadas permitem calcular com rigor os custos por metro de uma conduta adutora para três materiais diferentes, atualizados para os custos praticados atualmente, tanto quanto possível, aproximando-se mais da realidade económica atual.

Concluiu-se que, para uma vasta gama de pontos de funcionamento ($Q_e; H_e$), os rendimentos globais dos grupos elevatórios variam entre 60 e 85%, ou seja, um intervalo de alcance suficiente para originar desvios consideráveis nos valores associados (e.g., potência do grupo elevatório), traduzindo-se em erros nos custos globais. A expressão proposta para o seu cálculo pretende minimizar os erros associados, carecendo a sua aplicação apenas do conhecimento das variáveis Q_e e H_e .

Relativamente ao número médio de horas de bombeamento, nb , a análise efetuada permitiu, de um modo menos preciso, aferir que o seu valor representa aproximadamente 60% de $nb_{máx}$. Tal consideração permite constatar que, em fase de projeto, a escolha de um $nb_{máx}$

próximo ou igual a 24 horas numa conduta adutora não implica necessariamente que ocorram problemas como os apontados na bibliografia consultada (e.g., desgaste precoce das bombas ou a inexistência de folgas na adução, em sistemas automatizados, para fazer face a emergências), visto que se observou que na prática isso significa um período médio de funcionamento entre as 14 e as 15 h. Quanto à escolha do valor de $nb_{máx}$ que conduzisse a um menor custo global de adução, o estudo que se apresentou evidencia uma tendência de diminuição de $nb_{máx}$ (ótimo) à medida que a relação entre altura geométrica e comprimento da conduta aumenta, como seria expetável. Contudo, não foi possível apresentar expressões de utilidade prática, dada a dispersão dos dados recolhidos.

A fórmula de pré-dimensionamento proposta neste trabalho, depois de testada, tanto com metodologias semelhantes, como com uma metodologia mais rigorosa, demonstrou que indica resultados bastante próximos da situação mais económica. Ressalva-se que, no entanto, como se demonstrou na secção 4.1.3 deste trabalho, metodologias expeditas como a fórmula (3.31), que não permitem a inclusão de restrições de pressão em determinados pontos da conduta (pontos altos), podem indicar soluções que não sejam aceitáveis do ponto de vista funcional, ou até que nem sejam as mais económicas. Nesse tipo de problemas, como é o caso do exposto no exemplo prático 3, o método de programação linear (método geral de dimensionamento), apresentado na secção 2.5.2, será mais indicado.

Em termos de operação ótima de um sistema de adução, usando a metodologia desenvolvida por Sousa (2006), verificou-se que:

- em ambos os sistemas de adução, pura e mista, os períodos de horas de bombeamento, para a situação de caudal médio, podem restringir-se às horas de menor custo de energia;
- a diferença média de custos de energia ativa entre o dia médio e o dia de ponta é de aproximadamente 52%, ou seja, equivalente à diferença entre caudal de ponta e caudal médio considerada (fator de ponta de 1,5), associada ao facto de o aumento do número de horas de funcionamento das bombas entre o dia médio e o dia de ponta não implicar usar consideravelmente as horas de maior custo (horas de ponta) para bombear;
- o número médio de horas de funcionamento de cada bomba ao longo do período de exploração é similar em ambos os sistemas de adução estudados, pura e mista.

Em relação ao principal objetivo deste trabalho, na comparação efetuada no Capítulo 4 para as aplicações práticas 1 e 2, designadamente, adutora pura e adutora mista, das metodologias usadas para a determinação dos diferentes custos envolvidos concluiu-se que:

- em termos de investimento inicial, envolvendo só o da conduta adutora, a solução de adução pura é consideravelmente mais vantajosa que a solução de adução mista, visto que o diâmetro da segunda, na parte do troço de conduta com funções de adutor/distribuidor, é consideravelmente superior ao troço de conduta homólogo;

- o volume do reservatório de distribuição em ambos os sistemas é muito semelhante, sendo apenas requerido menos 3,9% de capacidade total de armazenamento no sistema de adução mista face à adução pura;
- como na adutora mista, para o mesmo caudal de elevação, é necessária uma menor altura de elevação que na adutora pura, visto que as perdas de carga são inferiores, leva a que os grupos elevatórios possam ser de menores dimensões e, possivelmente, de menor custo;
- relativamente aos custos de energia, a solução de adução mista implica menores gastos totais de energia face à solução de adução pura, em 18,4% no fim do período de exploração;
- em termos de custos totais do sistema de adução, incluindo os troços de distribuição, a adução mista implica um custo global 18,3% inferior ao da adução pura, já que os custos de investimento, devido à diminuição dos custos das condutas, pela sua menor extensão, são também inferiores aos do sistema de adução pura.

Em suma, face ao que foi possível apurar, um sistema de adução mista (com distribuição de percurso) tem desvantagens ao nível do investimento inicial na conduta adutora propriamente dita, mas tem vantagens em termos de custos de exploração e de custos totais das condutas (incluindo a distribuição), diminuindo dessa forma os custos totais de investimento face a um sistema com adutora pura. Além do fator económico, o menor consumo de energia e a menor extensão de condutas dos sistemas de adução mista traz ainda vantagens do ponto de vista de eficiência energética (i.e., diminuição da dependência energética) e ambiental (e.g., menor consumo de recursos e consequente diminuição da pegada ecológica – impactes ambientais), questões que na atualidade têm um peso cada vez maior no que diz respeito à aprovação de projetos tendo em vista a sua sustentabilidade a longo prazo. Finalizando, restringindo-se somente ao aspeto económico (aspeto estudado neste trabalho), atendendo aos resultados obtidos, faz sentido que, num futuro próximo, sejam estudadas soluções de adutoras mistas como alternativa aos sistemas de adução pura.

5.2. Trabalhos Futuros

No âmbito do tema das adutoras mistas, e na sequência deste trabalho, salientam-se, de seguida, alguns aspetos que poderão vir a ser estudados ou aprofundados de futuro:

- alargar o estudo do dimensionamento e operação óptima a adutoras mistas de diferentes dimensões (e/ou complexidade), quer em extensão do traçado da conduta, quer do desnível a vencer por bombeamento, aferindo se a tendência de poupança nos diferentes custos, investimento e exploração, se mantém;
- avaliar a questão levantada neste trabalho sobre os benefícios do ponto de vista ambiental conseguidos por uma solução de adução mista face a uma solução de adução pura, averiguando qual o peso dos custos ambientais numa e noutra solução.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, P. L. C. (2010). *Optimização da Operação de Uma Estação Elevatória. Minimização do Custo da Energia Respeitando Critérios de Qualidade da Água*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

APDA (2004). *O mercado e os Preços*. Comissão Especializada de Legislação e Economia da APDA. APDA, Lisboa, Portugal.

Bardales, K. L. N. (2007). *Optimização Energética da Operação de Um Sistema Adutor de Água Tratada Utilizando Algoritmos Evolucionários Multiobjetivo*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Campo Grande, Mato Grosso do Sul, Brasil.

ERSE (2014). *Tarifas Transitórias de Venda a Clientes Finais em Portugal Continental*. Entidade Reguladora dos Serviços Energéticos.

Freire, P. K. C. (2000). *Estudo Comparativo entre Metodologias de Dimensionamento Económico de Adutoras*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, Paraíba, Brasil.

Grilo, T. V. (2007). *Técnicas de Reabilitação de Sistemas de Abastecimento de Água – Metodologia Conceptual e Aplicação a Casos de Estudo*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.

Grundfos (2005). *Manual de Engenharia – Sistemas de Pressurização*. Bombas Grundfos Portugal. SA, Lisboa, Portugal.

Lencastre, A. (2003). *Hidráulica Urbana e Industrial - Memórias Técnicas*, Volume II. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.

Quintela, A. C. (2000). *Hidráulica*, 12ª Edição. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, Portugal.

Ramos, L. M. B. (2005). *Contribuição para o Dimensionamento Hidráulico de Sistemas Adutores*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.

Regis, R. L. (2010). *Eficiência Energética em Processos de Bombeamento D'Água*. Trabalho apresentado como parte dos requisitos para a obtenção do título de Engenheiro Eletricista, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Bahia, Brasil.

Rego, A. A. C. (2007). *Integração de Ferramentas SIG para a Optimização de Sistema Adutor com Recurso ao EPANET*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

RGSPDADAR (1995). *Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de águas Residuais*.

Sá Marques, J. A. A. e Sousa, J. J. O. (2009). *Hidráulica Urbana – Sistemas de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais*, 2ª Edição. Imprensa da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.

Sousa, J. J. O. (2006). *Modelos de Apoio à Decisão para o Dimensionamento e a Operação de Sistemas de Abastecimento de Água*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.

Swamee, K. P. and Sharma, K. A. (2008). *Design of Water Supply Pipe Networks*. Wiley-Interscience, Hoboken, New Jersey, USA.

Trifunović, N. (2006). *Introduction to Urban Water Distribution*, Unesco-IHE Lecture Note Series. Taylor & Francis, London, UK.

Sítios da Internet:

EDP@2014. <http://www.edpsu.pt/pt/particulares/tarifasehorarios/Pages/tarifasHorarios.aspx>. Energias de Portugal Serviço Universal (site oficial).

ERSE@2014. <http://www.erse.pt>. Entidade Reguladora dos Serviços Energéticos (site oficial).

Grundfos – WebCAPS@2014. <http://net.grundfos.com/App/WebCAPS/InitCtrl?mode=1>. Site oficial da Grundfos.

Politejo@2014. <http://www.politejo.com>. Site oficial do Grupo Politejo.

ANEXOS

ANEXO 3.1

Esquemas de montagem dos órgãos de manobra e segurança

Os esquemas de montagem das ventosas e das descargas de fundo adotados para o cálculo dos custos unitários da conduta, incluíram diversos acessórios (e.g., tês, juntas, cones de redução, etc.), em função do tipo de material da conduta (PEAD, PVC e FFd) e do diâmetro da mesma. Consideraram-se acessórios em FFd para as condutas em PEAD e FFd e em PVC para as condutas de PVC.

A título de exemplo indicam-se na Figura A.3.1 os esquemas considerados para a conduta em FFd.

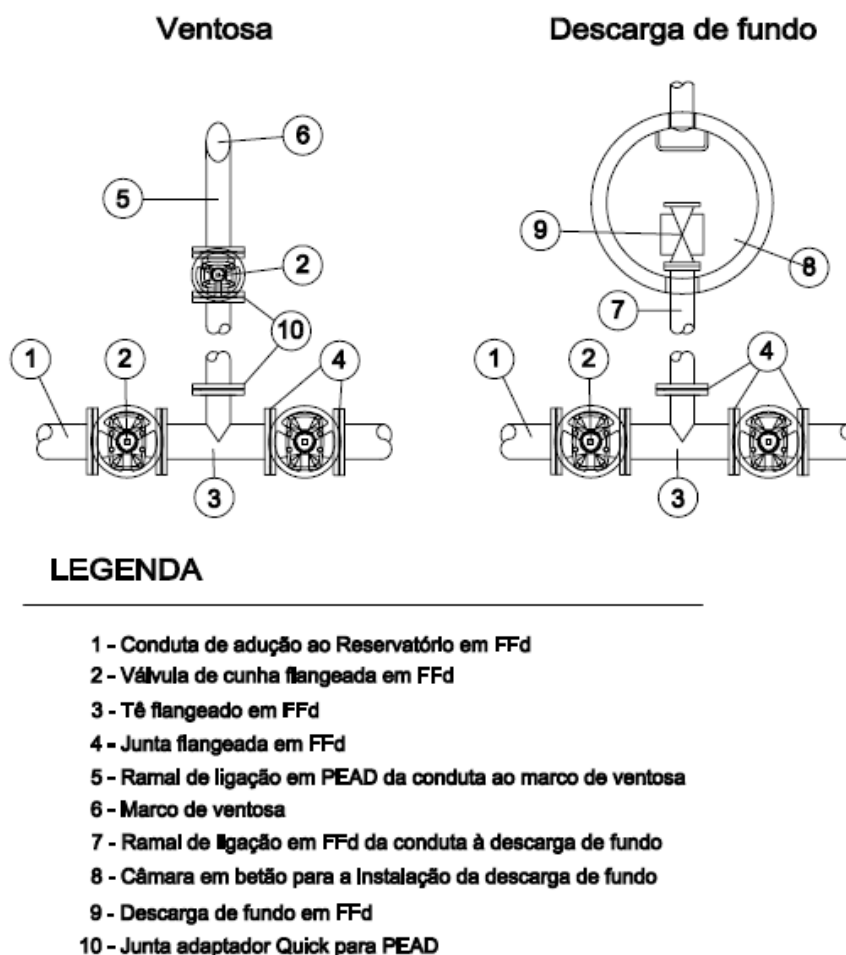


Figura A.3.1. Pormenores de instalação das ventosas e descargas de fundo usados para a contabilização dos custos unitários dos órgãos de manobra e segurança das condutas em FFd

ANEXO 3.2

Quadro A.3.2.1. Custos de implantação de uma conduta em PEAD PE100 PN10, por metro linear de conduta

DN (mm)	Pavimento (€/m)	Escavação (€/m)	Envolv. (€/m)	Preench. (€/m)	Vazadouro (€/m)	Tubagem (€/m)	Conduta (€/m)	Válvulas (€/m)	Ventosas (€/m)	D. de fundo (€/m)	Total (€/m)
63	19,00	2,14	2,15	0,63	3,11	1,99	29,01	0,43	0,53	0,43	30,39
75	19,00	2,18	2,21	0,63	3,15	2,81	29,97	0,47	0,53	0,43	31,40
90	19,00	2,22	2,28	0,63	3,20	4,04	31,37	0,55	0,54	0,44	32,89
110	19,19	2,32	2,41	0,64	3,32	6,00	33,87	0,69	0,55	0,45	35,55
125	19,48	2,42	2,53	0,66	3,44	7,78	36,31	0,97	0,57	0,47	38,31
140	19,76	2,53	2,66	0,67	3,56	9,77	38,95	0,98	0,57	0,47	40,97
160	20,14	2,67	2,83	0,69	3,73	12,77	42,84	1,17	0,59	0,49	45,09
200	20,90	2,98	3,19	0,74	4,08	19,91	51,79	1,75	0,65	0,55	54,75
250	21,85	3,38	3,63	0,79	4,55	32,19	66,38	3,29	0,82	0,72	71,21
315	23,09	3,93	4,23	0,86	5,19	51,04	88,34	5,20	0,93	0,83	95,31
400	24,70	4,73	5,04	0,95	6,12	82,07	123,60	11,54	1,27	1,22	137,63

Quadro A.3.2.2. Custos de implantação de uma conduta em PVC PN10, por metro linear de conduta

DN (mm)	Pavimento (€/m)	Escavação (€/m)	Envolv. (€/m)	Preench. (€/m)	Vazadouro (€/m)	Tubagem (€/m)	Conduta (€/m)	Válvulas (€/m)	Ventosas (€/m)	D. de fundo (€/m)	Total (€/m)
63	19,00	2,14	2,15	0,63	3,11	2,73	29,75	0,36	0,49	0,38	30,98
75	19,00	2,18	2,21	0,63	3,15	3,91	31,07	0,42	0,49	0,38	32,36
90	19,00	2,22	2,28	0,63	3,20	5,59	32,92	0,48	0,50	0,39	34,29
110	19,19	2,32	2,41	0,64	3,32	6,75	34,62	0,60	0,51	0,40	36,13
125	19,48	2,42	2,53	0,66	3,44	8,68	37,21	0,86	0,52	0,42	39,00
140	19,76	2,53	2,66	0,67	3,56	10,95	40,13	0,86	0,54	0,43	41,97
160	20,14	2,67	2,83	0,69	3,73	14,34	44,41	1,02	0,55	0,45	46,43
200	20,90	2,98	3,19	0,74	4,08	22,11	53,99	1,56	0,64	0,54	56,73
250	21,85	3,38	3,63	0,79	4,55	34,41	68,60	2,82	0,85	0,75	73,02
315	23,09	3,93	4,23	0,86	5,19	54,61	91,91	4,60	1,03	0,93	98,47
400	24,70	4,73	5,04	0,95	6,12	99,95	141,48	10,40	1,16	1,10	154,15

Quadro A.3.2.3. Custos de implantação de uma conduta em PEAD PE100 PN16, por metro linear de conduta

DN (mm)	Pavimento (€/m)	Escavação (€/m)	Envolv. (€/m)	Preench. (€/m)	Vazadouro (€/m)	Tubagem (€/m)	Conduta (€/m)	Válvulas (€/m)	Ventosas (€/m)	D. de fundo (€/m)	Total (€/m)
63	19,00	2,14	2,15	0,63	3,11	3,18	30,20	0,43	0,53	0,43	31,58
75	19,00	2,18	2,21	0,63	3,15	4,44	31,60	0,47	0,53	0,43	33,03
90	19,00	2,22	2,28	0,63	3,20	6,42	33,75	0,55	0,54	0,44	35,27
110	19,19	2,32	2,41	0,64	3,32	9,51	37,38	0,69	0,55	0,45	39,06
125	19,48	2,42	2,53	0,66	3,44	13,80	42,33	0,97	0,57	0,47	44,33
140	19,76	2,53	2,66	0,67	3,56	17,29	46,47	0,98	0,57	0,47	48,49
160	20,14	2,67	2,83	0,69	3,73	22,58	52,65	1,17	0,59	0,49	54,90
200	20,90	2,98	3,19	0,74	4,08	35,18	67,06	1,75	0,65	0,55	70,02
250	21,85	3,38	3,63	0,79	4,55	58,68	92,87	3,29	0,82	0,72	97,70
315	23,09	3,93	4,23	0,86	5,19	93,24	130,54	5,20	0,93	0,83	137,51
400	24,70	4,73	5,04	0,95	6,12	150,84	192,37	11,54	1,27	1,22	206,40

Quadro A.3.2.4. Custos de implantação de uma conduta em FFd K9, por metro linear de conduta

DN (mm)	Pavimento (€/m)	Escavação (€/m)	Envolv. (€/m)	Preench. (€/m)	Vazadouro (€/m)	Tubagem (€/m)	Conduta (€/m)	Válvulas (€/m)	Ventosas (€/m)	D. de fundo (€/m)	Total (€/m)
80	19,00	2,19	2,23	0,63	3,17 €	36,73	63,95	0,55	0,54	0,44	65,48
100	19,00	2,25	2,32	0,63	3,24 €	43,91	71,35	0,69	0,55	0,45	73,04
125	19,48	2,42	2,53	0,66	3,44 €	53,90	82,43	0,98	0,57	0,47	84,44
150	19,95	2,60	2,75	0,68	3,65 €	69,70	99,33	1,18	0,59	0,49	101,59
200	20,90	2,98	3,19	0,74	4,08 €	87,66	119,54	1,83	0,65	0,55	122,57
250	21,85	3,38	3,63	0,79	4,55 €	118,77	152,96	3,22	0,82	0,72	157,72
300	22,80	3,80	4,09	0,84	5,04 €	145,72	182,29	5,15	0,93	0,83	189,21
350	23,75	4,25	4,56	0,89	5,57 €	180,64	219,66	10,75	1,15	1,07	232,64
400	24,70	4,73	5,04	0,95	6,12 €	205,66	247,19	11,54	1,27	1,22	261,22

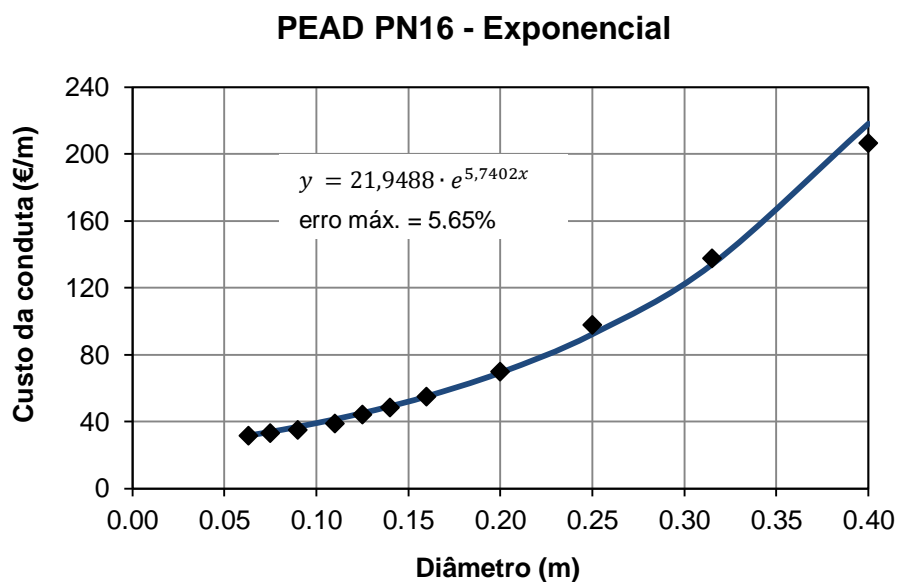


Figura A.3.2.1. Aproximação para função de custo do PEAD PN16 do tipo exponencial

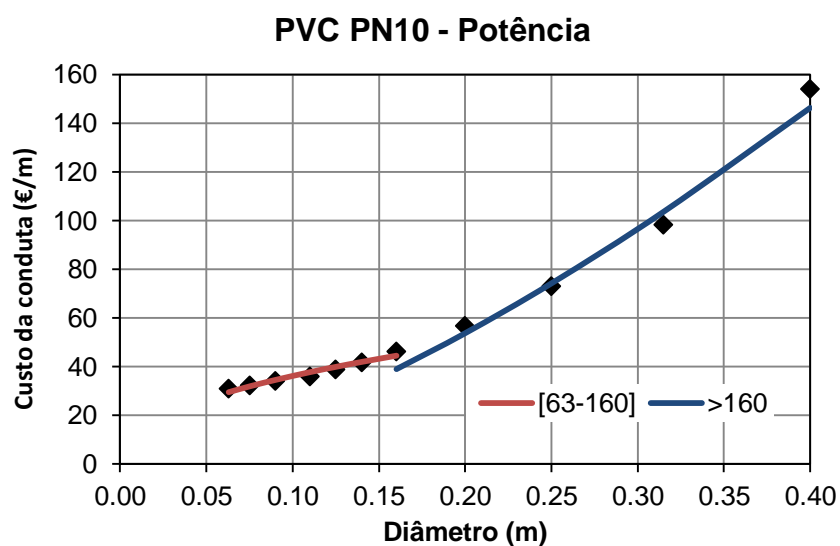


Figura A.3.2.2. Aproximação para função de custo do PVC PN10 do tipo potência

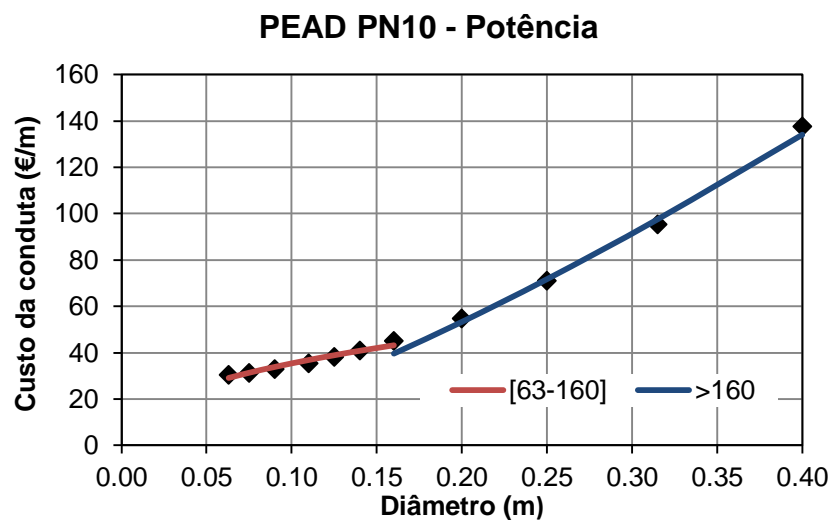


Figura A.3.2.3. Aproximação para função de custo do PEAD PN10 do tipo potência

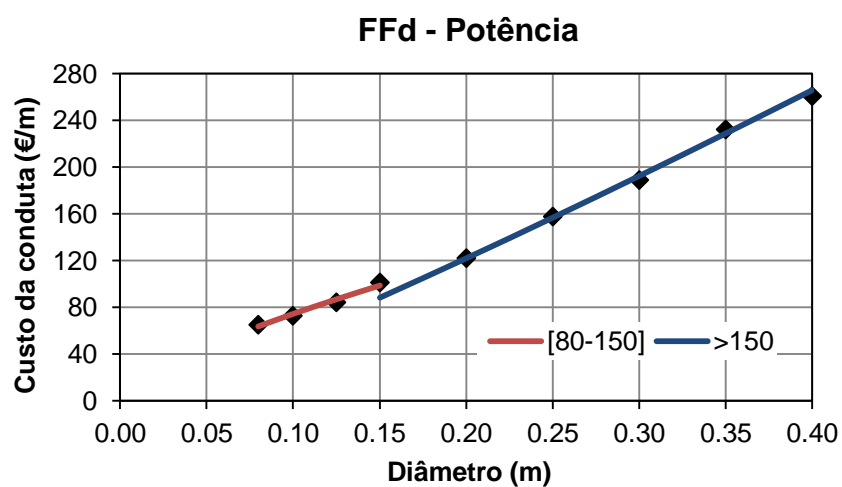


Figura A.3.2.4. Aproximação para função de custo do FFd do tipo potência

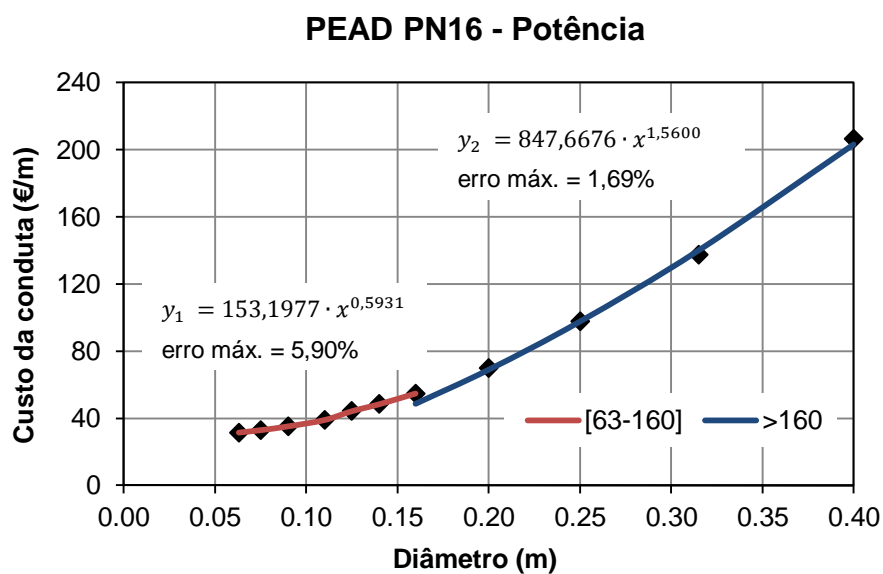


Figura A.3.2.5. Aproximação para função de custo do PEAD PN16 do tipo potência

Quadro A.3.2.5. Diâmetros interiores para condutas em plástico (PVC e PEAD)

DN (mm)	Di (mm)	
	PN10	PN16
160	144,60	130,80
200	180,80	163,60
250	226,20	204,60
315	285,00	257,80
400	361,80	327,20

ANEXO 3.3

Quadro A.3.3.1. Rendimento das bombas em função do caudal de elevação e altura de elevação

Bomba (Referência)	H _e (m)	Q _e (m³/h)	P (kW)	η _{grupo} (%)	η _{instalação} (%)	η _{motor} (%)
NBG 50-32-125/127	18,4	25,0	3,0	59,8	68,4	87,4
NBG 65-50-125/135	20,1	50,1	5,5	69,4	77,3	89,8
NBG 100-80-125/137	20,0	111,0	11,0	77,6	83,7	92,7
NBG 125-100-250/251	20,1	150,0	15,0	72,4	77,8	93,1
NBG 150-125-250/250	19,5	225,0	15,0	74,9	80,9	92,6
NBG 200-150-315.1/268	19,3	322,0	37,0	77,8	82,9	93,8
NBG 200-150-315.1/287	20,1	401,0	37,0	79,7	84,7	94,1
NBG 300-250-450/377	20,0	500,0	55,0	78,2	84,0	93,1
NBG 300-250-400/401	20,1	652,0	45,0	77,7	84,4	92,1
NBG 300-250-350/306	20,0	800,0	90,0	80,9	86,0	94,1
NBG 300-250-350/342	20,1	1 000,0	90,0	79,5	84,5	94,1
NBG 50-32-200/207	50,5	35,1	11,0	60,0	64,7	92,7
NBG 80-50-200/194	48,2	70,6	22,0	72,0	76,3	94,4
NBG 100-65-200/196	50,2	100,0	22,0	73,9	78,7	93,9
NBG 100-65-200/210	50,2	150,0	37,0	73,3	79,7	92,0
NBG 125-80-200/204	50,4	200,0	55,0	75,2	79,1	95,1
NBG 125-100-200/205	50,2	300,0	55,0	78,7	82,7	95,2
NBG 200-150-400/384	50,3	401,0	110,0	79,4	83,5	95,1
NBG 200-150-400/396	50,2	501,0	132,0	80,5	84,7	95,0
NBG 250-200-400/404	50,4	652,0	132,0	81,1	85,4	95,0
NBG 300-250-450/393	50,3	802,0	160,0	81,6	85,9	95,0
NBG 300-250-450/417	50,5	1 010,0	200,0	80,8	85,0	95,1
NBG 65-40-250/249	76,3	58,9	22,0	62,3	66,5	93,7
NBG 80-50-250/253	75,2	90,1	55,0	64,8	70,5	91,9
NBG 100-65-250/240	71,8	134,0	55,0	69,7	73,2	95,2
NBG 125-80-250/240	75,4	200,0	90,0	75,8	79,6	95,2
NBG 125-100-250/244	75,3	300,0	90,0	73,8	77,2	95,6
NBG 150-125-250/248	75,1	500,0	200,0	78,5	82,6	95,0
NBG 200-150-315.1/268	75,3	651,0	160,0	80,0	84,2	95,0
NBG 200-150-315.1/280	75,1	800,0	200,0	81,4	85,7	95,0
NBG 100-65-315/275	95,4	147,0	90,0	68,5	72,0	95,1
NBG 125-80-250/269	98,7	215,0	90,0	78,2	81,9	95,5
NBG 125-100-315/280	100,0	300,0	160,0	73,0	76,8	95,1
NBG 150-125-315/281	100,0	400,0	200,0	75,9	79,9	95,0
NBG 150-125-315/295	100,0	500,0	200,0	75,2	79,1	95,1
NBG 100-65-315/304	124,0	155,0	90,0	69,6	72,9	95,5
NBG 100-65-315/314	125,0	190,0	90,0	70,5	73,8	95,5
NBG 125-100-315/304	125,0	300,0	160,0	74,1	78,0	95,0
NBG 150-125-315/304	125,0	401,0	200,0	76,9	80,9	95,1
NBG 150-125-315/309	120,0	480,0	200,0	77,5	81,6	95,0
NBG 125-80-315/328	150,0	250,0	160,0	72,1	75,9	95,0
NBG 125-100-315/322	138,0	350,0	200,0	75,8	80,0	94,8
NBG 125-80-400.1/377	175,0	250,0	200,0	66,5	70,0	95,0
NBG 125-80-400.1/392	174,0	293,0	200,0	67,1	70,7	94,9
NBG 125-80-400.1/398	195,0	250,0	200,0	66,3	69,8	95,0

ANEXO 3.4

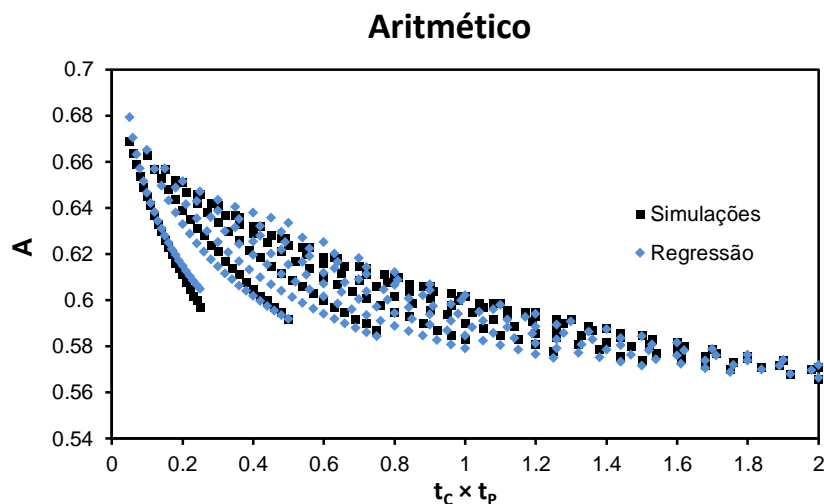


Figura A.3.4.1. Evolução do parâmetro A em função do produto $t_c \times t_p$, considerando uma lei de crescimento aritmético para o crescimento da população

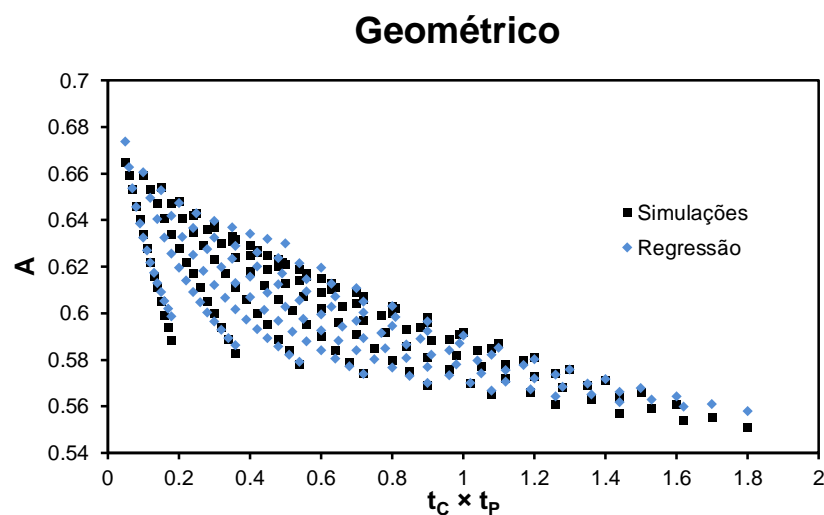


Figura A.3.4.2. Evolução do parâmetro A em função do produto $t_c \times t_p$, considerando uma lei de crescimento geométrico para o crescimento da população

ANEXO 3.5

Quadro A.3.5.1. Tarifa transitória de venda a clientes finais em BTN

Tarifa BTN (>20,7 kVA)		Preços
Potência	(kVA)	(€/mês)
Tarifa de longas utilizações	27,6	150,60
	34,5	188,17
	41,4	225,73
Energia ativa		(€/kWh)
Tarifa de longas utilizações	Horas de ponta	0,2131
	Horas de cheias	0,1233
	Horas de vazio	0,0767

Tarifa BTN (<=20,7 kVA e >2,3 kVA)		Preços
Potência	(kVA)	(€/mês)
Tarifa simples, bi-horária e tri-horária	3,45	4,64
	4,6	6,03
	5,75	7,42
	6,9	8,81
	10,35	12,96
	13,8	17,12
	17,25	21,28
	20,7	25,44
Energia ativa		(€/kWh)
Tarifa simples <=6,9 kVA		0,2131
Tarifa tri-horária >6,9 kVA	Horas de ponta	0,2066
	Horas de cheias	0,1642
	Horas de vazio	0,0955

*Assume-se que 1 kVA \approx 1 kW

Quadro A.3.5.2. Tarifa transitória de venda a clientes finais em MT

Tarifa transitória de venda a clientes finais em MT		Preços
Termo tarifário fixo		(€/mês)
		45,19
Potência		(€/kW.mês)
Tarifa de longas utilizações	Horas de ponta	9,595
	Contratada	1,468
Energia ativa		(€/kWh)*
Tarifa de longas utilizações	Horas de ponta	0,1302
	Horas cheias	0,1017
	Horas de vazio normal	0,0722
	Horas de super vazio	0,0641

*média dos custos de todos os períodos trimestrais (I, II, III e IV)

Quadro A.3.5.3. Ciclo diário para tarifas MT, para longas utilizações em horário de inverno – período trimestral I (fonte: EDP)

Horas	
ponta	09:30 às 11:30
	19:00 às 21:00
cheia	08:00 às 09:30
	11:30 às 19:00
	21:00 às 22:00
vazio normal	22:00 às 02:00
	06:00 às 08:00
super vazio	02:00 às 06:00

ANEXO 3.6

Quadro 4.3.6.1. Número máximo de horas de bombeamento económico para o plástico

Dados			Solução de custo mínimo			
L (m)	H _g (m)	Q _{md,0} (m ³ /h)	ΔH ₄₀ (m)	L/H _g	v (m/s)	nb _{máx} (h)
1 000	25	37,50	4,27	0,025	1,06	16
		56,25	7,97	0,025	1,49	17
		75,00	4,89	0,025	1,33	16
		93,75	7,33	0,025	1,67	16
	50	37,50	11,31	0,050	1,56	17
		56,25	7,97	0,050	1,49	17
		75,00	4,89	0,050	1,33	16
		93,75	7,33	0,050	1,67	16
	75	37,50	10,20	0,075	1,47	18
		56,25	8,89	0,075	1,59	16
		75,00	13,40	0,075	1,99	17
		93,75	7,33	0,075	1,67	16
	100	37,50	12,62	0,100	1,66	16
		56,25	8,89	0,100	1,59	16
		75,00	13,40	0,100	1,99	17
		93,75	7,33	0,100	1,67	16
	125	37,50	12,62	0,125	1,66	16
		56,25	8,89	0,125	1,59	16
		75,00	13,40	0,125	1,99	17
		93,75	7,33	0,125	1,67	16
2 000	25	37,50	18,49	0,013	1,39	19
		56,25	13,03	0,013	1,34	19
		75,00	21,92	0,013	1,78	19
		93,75	11,84	0,013	1,48	18
	50	37,50	25,23	0,025	1,66	16
		56,25	14,37	0,025	1,41	18
		75,00	19,98	0,025	1,69	20
		93,75	11,84	0,025	1,48	18
	75	37,50	18,49	0,038	1,39	19
		56,25	15,93	0,038	1,49	17
		75,00	21,92	0,038	1,78	19
		93,75	13,13	0,038	1,57	17
	100	37,50	22,61	0,050	1,56	17
		56,25	17,78	0,050	1,59	16
		75,00	24,17	0,050	1,88	18
		93,75	14,65	0,050	1,67	16
3 000	25	37,50	23,15	0,008	1,26	21
		56,25	26,67	0,008	1,59	16
		75,00	25,23	0,008	1,54	22
		93,75	14,68	0,008	1,33	20
	50	37,50	30,59	0,017	1,47	18
		56,25	52,63	0,017	1,99	20
		75,00	27,44	0,017	1,61	21
		93,75	32,27	0,017	1,76	24
	75	37,50	37,85	0,025	1,66	16
		56,25	37,85	0,025	1,66	24
		75,00	23,28	0,025	1,47	23
		93,75	32,27	0,025	1,76	24
	100	37,50	30,59	0,033	1,47	18
		56,25	23,90	0,033	1,49	17
		75,00	32,88	0,033	1,78	19
		93,75	19,69	0,033	1,57	17
4 000	25	37,50	26,18	0,008	1,15	23
		56,25	31,87	0,008	1,49	17
		75,00	31,04	0,008	1,47	23
		93,75	16,47	0,008	1,21	22
	50	37,50	36,98	0,017	1,39	19
		56,25	59,06	0,017	1,81	22
		75,00	31,04	0,017	1,47	23
		93,75	43,02	0,017	1,76	24
	75	37,50	45,22	0,025	1,56	17
		56,25	50,46	0,025	1,66	24
		75,00	28,74	0,025	1,41	24
		93,75	43,02	0,025	1,76	24
	100	37,50	33,71	0,033	1,32	20
		56,25	50,46	0,033	1,66	24
		75,00	31,04	0,033	1,47	23
		93,75	43,02	0,033	1,76	24
5 000	25	37,50	30,30	0,005	1,10	24
		56,25	32,58	0,005	1,34	19
		75,00	35,92	0,005	1,41	24
		93,75	19,00	0,005	1,16	23
	50	37,50	42,14	0,010	1,32	20
		56,25	68,13	0,010	1,73	23
		75,00	35,92	0,010	1,41	24
		93,75	53,78	0,010	1,76	24
	75	37,50	50,98	0,015	1,47	18
		56,25	63,08	0,015	1,66	24
		75,00	35,92	0,015	1,41	24
		93,75	53,78	0,015	1,76	24
	100	37,50	38,58	0,020	1,26	21
		56,25	32,58	0,020	1,34	19
		75,00	35,92	0,020	1,41	24
		93,75	53,78	0,020	1,76	24

Quadro 4.3.6.2. Número máximo de horas de bombeamento económico para o ferro fundido

Dados			Solução de custo mínimo			
L (m)	H _g (m)	Q _{md,0} (m³/h)	ΔH ₄₀ (m)	L/H _g	v (m/s)	nb _{máx} (h)
1 000	25	37,50	8,52	0,025	1,27	17
		56,25	13,42	0,025	1,62	20
		75,00	9,36	0,025	1,54	18
		93,75	12,84	0,025	1,82	19
	50	37,50	25,46	0,050	1,99	17
		56,25	14,77	0,050	1,71	19
		75,00	10,41	0,050	1,63	17
		93,75	5,70	0,050	1,36	16
	75	37,50	8,52	0,075	1,27	17
		56,25	18,18	0,075	1,91	17
		75,00	11,66	0,075	1,73	16
		93,75	5,70	0,075	1,36	16
	100	37,50	9,54	0,100	1,35	16
		56,25	18,18	0,100	1,91	17
		75,00	11,66	0,100	1,73	16
		93,75	5,70	0,100	1,36	16
	125	37,50	9,54	0,125	1,35	16
		56,25	18,18	0,125	1,91	17
		75,00	11,66	0,125	1,73	16
		93,75	5,70	0,125	1,36	16
	150	37,50	9,54	0,150	1,35	16
		56,25	18,18	0,150	1,91	17
		75,00	11,66	0,150	1,73	16
		93,75	5,70	0,150	1,36	16
2 000	25	37,50	26,73	0,013	1,41	24
		56,25	32,68	0,013	1,80	18
		75,00	18,72	0,013	1,54	18
		93,75	17,96	0,013	1,51	23
	50	37,50	37,59	0,025	1,69	20
		56,25	36,36	0,025	1,91	17
		75,00	16,92	0,025	1,46	19
		93,75	16,59	0,025	1,44	24
	75	37,50	45,77	0,038	1,88	18
		56,25	26,83	0,038	1,62	20
		75,00	18,72	0,038	1,54	18
		93,75	11,39	0,038	1,36	16
	100	37,50	17,04	0,050	1,27	17
		56,25	29,53	0,050	1,71	19
		75,00	20,83	0,050	1,63	17
		93,75	11,39	0,050	1,36	16
	125	37,50	19,08	0,063	1,35	16
		56,25	32,68	0,063	1,80	18
		75,00	20,83	0,063	1,63	17
		93,75	11,39	0,063	1,36	16
	150	37,50	19,08	0,075	1,35	16
		56,25	36,36	0,075	1,91	17
		75,00	23,33	0,075	1,73	16
		93,75	11,39	0,075	1,36	16
3 000	25	37,50	40,10	0,008	1,41	24
		56,25	40,25	0,008	1,62	20
		75,00	23,06	0,008	1,39	20
		93,75	38,51	0,008	1,82	19
	50	37,50	47,18	0,017	1,54	22
		56,25	44,30	0,017	1,71	19
		75,00	23,06	0,017	1,39	20
		93,75	24,89	0,017	1,44	24
	75	37,50	28,63	0,025	1,35	16
		56,25	28,63	0,025	1,35	24
		75,00	25,38	0,025	1,46	19
		93,75	24,89	0,025	1,44	24
4 000	100	37,50	47,18	0,033	1,54	22
		56,25	28,63	0,033	1,35	24
		75,00	28,08	0,033	1,54	18
		93,75	17,09	0,033	1,36	16
	125	37,50	25,56	0,042	1,27	17
		56,25	40,25	0,042	1,62	20
		75,00	28,08	0,042	1,54	18
		93,75	17,09	0,042	1,36	16
	150	37,50	25,56	0,050	1,27	17
		56,25	44,30	0,050	1,71	19
		75,00	31,24	0,050	1,63	17
		93,75	17,09	0,050	1,36	16
	25	37,50	68,62	0,006	1,61	21
		56,25	44,91	0,006	1,48	22
		75,00	25,73	0,006	1,26	22
		93,75	46,65	0,006	1,73	20
	50	37,50	53,46	0,013	1,41	24
		56,25	53,67	0,013	1,62	20
		75,00	28,06	0,013	1,32	21
		93,75	33,18	0,013	1,44	24
	75	37,50	75,17	0,019	1,69	20
		56,25	38,17	0,019	1,35	24
		75,00	21,87	0,019	1,15	24
		93,75	33,18	0,019	1,44	24
	100	37,50	57,89	0,025	1,47	23
		56,25	38,17	0,025	1,35	24
		75,00	33,84	0,025	1,46	19
		93,75	20,34	0,025	1,28	17
5 000	125	37,50	53,46	0,031	1,41	24
		56,25	38,17	0,031	1,35	24
		75,00	37,44	0,031	1,54	18
		93,75	22,78	0,031	1,36	16
	150	37,50	34,08	0,038	1,27	17
		56,25	53,67	0,038	1,62	20
		75,00	37,44	0,038	1,54	18
		93,75	22,78	0,038	1,36	16
	25	37,50	72,36	0,005	1,47	23
		56,25	47,71	0,005	1,35	24
		75,00	81,69	0,005	1,80	24
		93,75	53,24	0,005	1,65	21
	50	37,50	66,83	0,010	1,41	24
		56,25	61,24	0,010	1,55	21
		75,00	32,16	0,010	1,26	22
		93,75	41,48	0,010	1,44	24
	75	37,50	85,78	0,015	1,61	21
		56,25	47,71	0,015	1,35	24
		75,00	27,33	0,015	1,15	24
		93,75	41,48	0,015	1,44	24
	100	37,50	66,83	0,020	1,41	24
		56,25	47,71	0,020	1,35	24
		75,00	32,16	0,020	1,26	22
		93,75	41,48	0,020	1,44	24
	125	37,50	66,83	0,025	1,41	24
		56,25	47,71	0,025	1,35	24
		75,00	42,30	0,025	1,46	19
		93,75	25,43	0,025	1,28	17
	150	37,50	66,83	0,030	1,41	24
		56,25	47,71	0,030	1,35	24
		75,00	42,30	0,030	1,46	19
		93,75	25,43	0,030	1,28	17

ANEXO 4.1

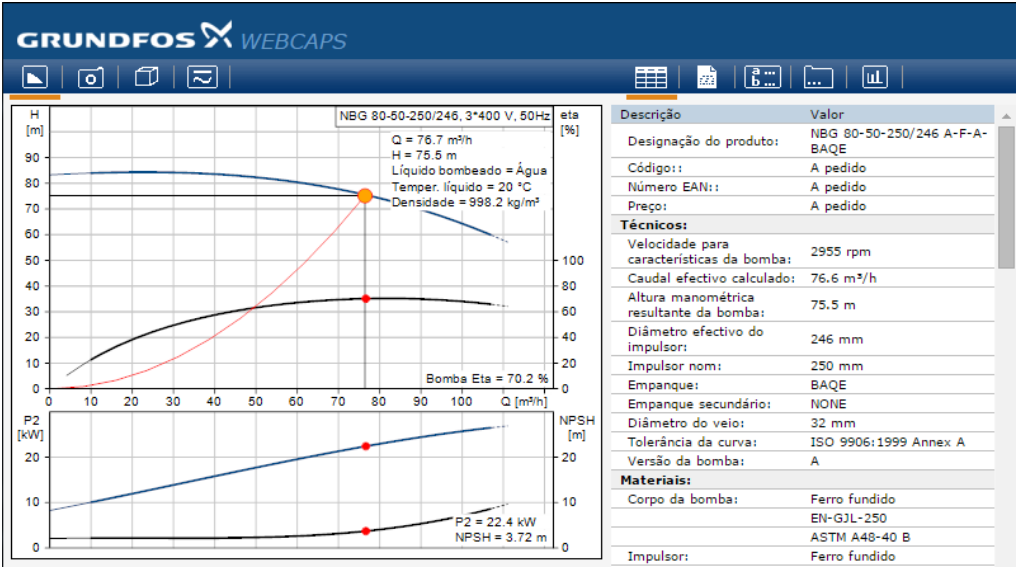


Figura A.4.1.1. Referências técnicas das bombas escolhidas para o exemplo prático 1 (Grundfos – WebCAPS)

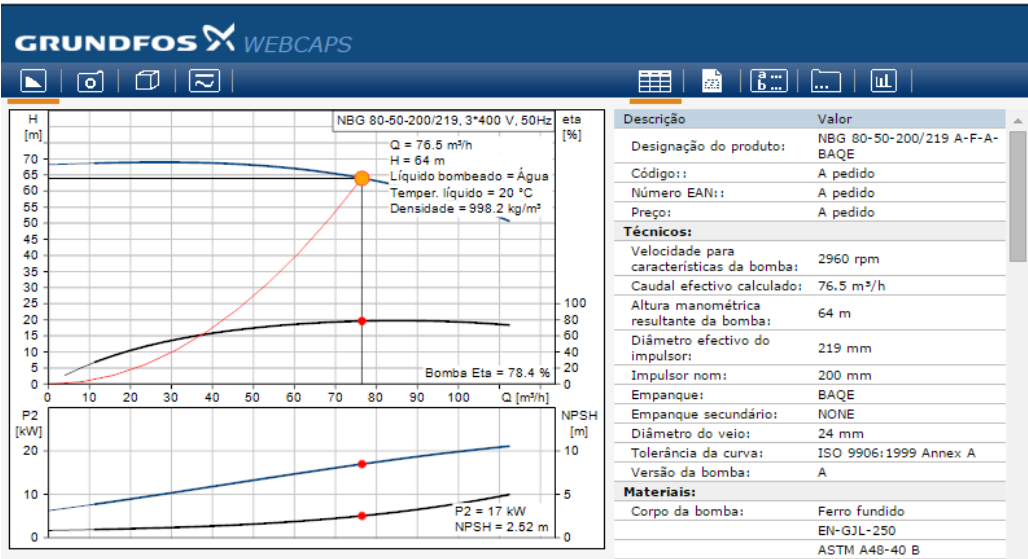


Figura A.4.1.2. Referências técnicas das bombas escolhidas para o exemplo prático 2 (Grundfos – WebCAPS)

ANEXO 4.2

Quadro A.4.2.1 Custos e horas de bombeamento para diferentes anos do período de exploração do exemplo prático 1 para o caudal médio

Caudal médio										
Período - t (h)	ano 0		ano 10		ano 20		ano 30		ano 40	
	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}
00-01	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
01-02	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
02-03	1	0	1	0	0	1	0	1	0	1
03-04	1	0	0	1	1	0	0	1	0	1
04-05	1	0	1	0	1	0	0	1	0	1
05-06	1	0	0	1	1	0	0	1	0	1
06-07	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
07-08	1	0	1	0	1	0	1	0	0	1
08-09	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0
09-10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10-11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12-13	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
13-14	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
14-15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15-16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16-17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17-18	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
18-19	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
19-20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20-21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21-22	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0
22-23	0	0	1	0	1	0	0	1	1	0
23-24	1	0	1	0	1	0	0	1	0	1
Σ =	9	0	8	2	11	1	9	4	8	6
C _{Ea} =	17,32 €/dia		21,74 €/dia		26,26 €/dia		32,55 €/dia		38,26 €/dia	

Tarifário:

ON (vazio n./super vazio)
 ON (cheia)
 ON (ponta)
 OFF (grupos desligados)

Quadro A.4.2.2. Custos e horas de bombeamento para diferentes anos do período de exploração do exemplo prático 1 para o caudal ponta

Caudal de ponta										
Período - t (h)	ano 0		ano 10		ano 20		ano 30		ano 40	
	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}
00-01	1	0	1	0	1	0	0	1	1	0
01-02	1	0	1	0	1	0	1	0	0	1
02-03	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1
03-04	0	1	1	0	0	1	0	1	0	1
04-05	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1
05-06	1	0	0	1	0	1	0	1	0	1
06-07	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
07-08	1	0	1	0	0	1	0	1	0	1
08-09	0	0	1	0	1	0	1	0	1	0
09-10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10-11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11-12	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
12-13	0	0	1	0	1	0	1	0	1	0
13-14	0	0	1	0	1	0	1	0	1	0
14-15	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0
15-16	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0
16-17	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0
17-18	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
18-19	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
19-20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20-21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21-22	1	0	0	0	1	0	1	0	1	0
22-23	1	0	1	0	1	0	0	1	0	1
23-24	1	0	0	1	0	1	0	1	0	1
Σ =	8	3	9	4	9	6	9	8	12	8
C _{Ea} =	25,80 €/dia		32,86 €/dia		41,41 €/dia		49,59 €/dia		58,49 €/dia	

Tarifário:

ON (vazio n./super vazio)
 ON (cheia)
 ON (ponta)
 OFF (grupos desligados)

Quadro A.4.2.3. Custos e horas de bombeamento para diferentes anos do período de exploração do exemplo prático 2 para o caudal médio

Caudal médio										
Período - t (h)	Ano 0		Ano 10		Ano 20		Ano 30		Ano 40	
	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}	YEE _{t,1}	YEE _{t,2}
00-01	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
01-02	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
02-03	0	1	0	1	0	1	1	0	0	1
03-04	1	0	1	0	0	1	0	1	0	1
04-05	1	0	0	1	0	1	0	1	0	1
05-06	1	0	1	0	1	0	0	1	0	1
06-07	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
07-08	0	0	1	0	1	0	0	1	0	1
08-09	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0
09-10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10-11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12-13	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0
13-14	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
14-15	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
15-16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16-17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17-18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18-19	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
19-20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20-21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21-22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22-23	1	0	1	0	0	1	0	1	1	0
23-24	1	0	1	0	1	0	0	1	0	1
Σ =	8	1	8	2	7	4	3	8	8	6
C _{Ea} =	14,24 €/dia		16,77 €/dia		21,06 €/dia		25,62 €/dia		30,03 €/dia	

Tarifário:

ON (vazio n./super vazio) ON (cheia) ON (ponta) OFF (grupos desligados)

ANEXO 4.3

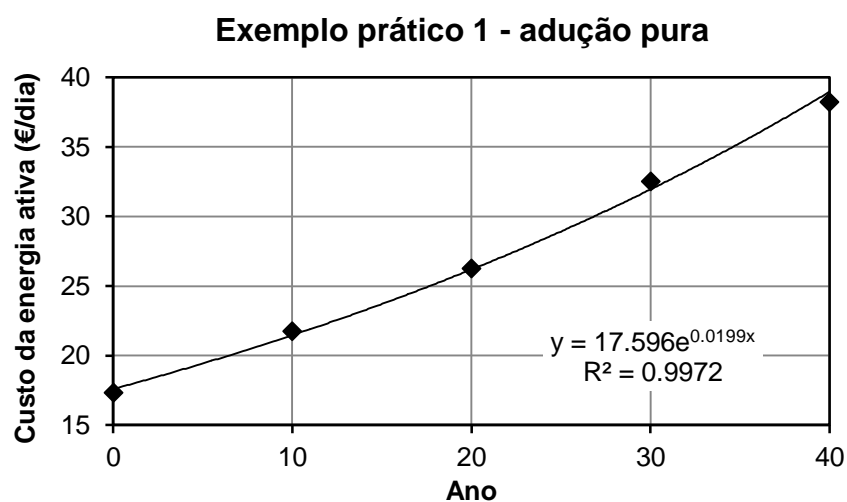


Figura A.4.3.1. Aproximação para a evolução dos custos de energia ativa para o exemplo prático 1 (adutora pura)

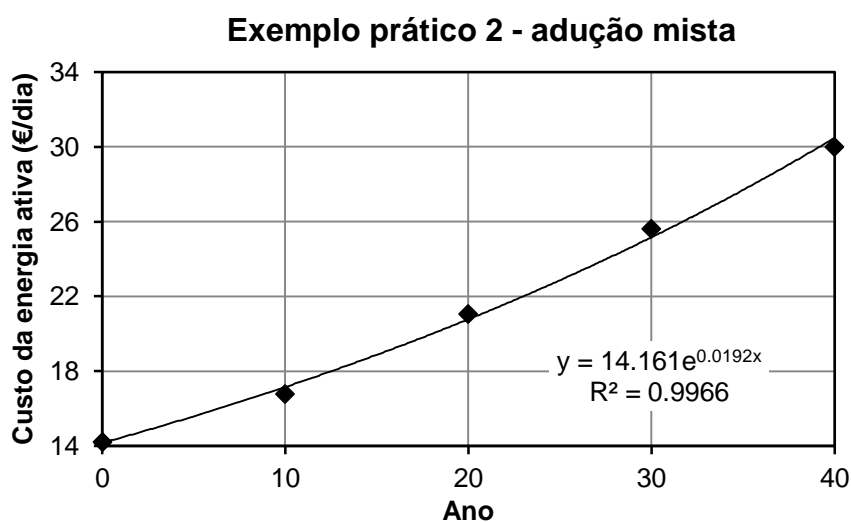


Figura A.4.3.2. Aproximação para a evolução dos custos de energia ativa para o exemplo prático 2 (adutora mista)

Quadro A.4.3.1. Custos totais de energia para os exemplos práticos 1 e 2

Ex. práctico 1 - adutora pura			Ex. práctico 2 - adutora mista		
Ano	C _{Ea} (€/dia)	C _{E,total at.} (€/ano)	Ano	C _{Ea} (€/dia)	C _{E,total at.} (€/ano)
0			0		
1	17,95 €	7 502,85 €	1	14,44 €	6 229,09 €
2	18,31 €	7 265,02 €	2	14,72 €	6 025,11 €
3	18,68 €	7 035,10 €	3	15,00 €	5 828,15 €
4	19,05 €	6 812,83 €	4	15,29 €	5 637,94 €
5	19,44 €	6 597,94 €	5	15,59 €	5 454,24 €
6	19,83 €	6 390,15 €	6	15,89 €	5 276,82 €
7	20,23 €	6 189,24 €	7	16,20 €	5 105,45 €
8	20,63 €	5 994,94 €	8	16,51 €	4 939,90 €
9	21,05 €	5 807,04 €	9	16,83 €	4 779,98 €
10	21,74 €	5 686,43 €	10	16,77 €	4 539,52 €
11	21,90 €	5 449,53 €	11	17,49 €	4 476,21 €
12	22,34 €	5 279,50 €	12	17,83 €	4 331,97 €
13	22,79 €	5 115,02 €	13	18,18 €	4 192,59 €
14	23,25 €	4 955,90 €	14	18,53 €	4 057,90 €
15	23,72 €	4 801,94 €	15	18,89 €	3 927,73 €
16	24,19 €	4 652,99 €	16	19,25 €	3 801,91 €
17	24,68 €	4 508,85 €	17	19,63 €	3 680,31 €
18	25,18 €	4 369,38 €	18	20,01 €	3 562,76 €
19	25,68 €	4 234,40 €	19	20,40 €	3 449,13 €
20	26,26 €	4 111,96 €	20	21,06 €	3 375,68 €
21	26,72 €	3 977,34 €	21	21,19 €	3 233,06 €
22	27,26 €	3 854,96 €	22	21,60 €	3 130,37 €
23	27,81 €	3 736,51 €	23	22,02 €	3 031,07 €
24	28,37 €	3 621,84 €	24	22,45 €	2 935,05 €
25	28,94 €	3 510,83 €	25	22,89 €	2 842,20 €
26	29,52 €	3 403,35 €	26	23,33 €	2 752,40 €
27	30,11 €	3 299,30 €	27	23,78 €	2 665,54 €
28	30,72 €	3 198,54 €	28	24,24 €	2 581,54 €
29	31,34 €	3 100,98 €	29	24,71 €	2 500,28 €
30	32,55 €	3 055,42 €	30	25,62 €	2 457,54 €
31	32,61 €	2 915,02 €	31	25,68 €	2 345,64 €
32	33,26 €	2 826,41 €	32	26,18 €	2 272,07 €
33	33,93 €	2 740,59 €	33	26,68 €	2 200,90 €
34	34,61 €	2 657,48 €	34	27,20 €	2 132,04 €
35	35,31 €	2 576,97 €	35	27,73 €	2 065,40 €
36	36,02 €	2 498,98 €	36	28,27 €	2 000,93 €
37	36,74 €	2 423,43 €	37	28,81 €	1 938,53 €
38	37,48 €	2 350,25 €	38	29,37 €	1 878,15 €
39	38,24 €	2 279,34 €	39	29,94 €	1 819,71 €
40	38,26 €	2 171,87 €	40	30,03 €	1 737,49 €
Total:		172 960,41 €	Total:		141 192,30 €